МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»

НОВОЕ В АРХИТЕКТУРЕ, ПРОЕКТИРОВАНИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И РЕКОНСТРУКЦИИ

Материалы VIII Всероссийской
(II Международной) конференции

Чебоксары
2014

УДК 624(063)
ББК Н.я431
Н73

Редакционная коллегия:
Н.С. Соколов (отв. редактор), Д.Л. Кузьмин (отв. секретарь), А.Н. Плотников, Л.А. Сакмарова, А.Г. Лукин, В.Ф. Богданов, В.И. Тарасов

Н73 **Новое** в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции. Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2014. 535 с.

ISBN

Рассмотрены вопросы совершенствования городской инфраструктуры и архитектурного проектирования, создания новых конструктивных систем и методов расчета, эксплуатации и реконструкции зданий и сооружений, создания новых строительных материалов, внедрения новых строительных технологий, а также вопросы строительного образования.

Для научных работников, строителей, аспирантов, магистрантов и студентов.

Материалы конференции воспроизведены с авторских оригиналов рукописей, представленных в Оргкомитет.

Печатается по решению Ученого совета строительного факультета Чувашского государственного университета им. И.Н. Ульянова.

УДК 624(063)
ББК Н.я431
ISBN _____
©Коллектив авторов, 2014

УДК 378.147

РЕЗУЛЬТАТЫ РЕАЛИЗАЦИИ ПРОЕКТА МИНИСТЕРСТВА ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИИ «КАДРЫ ДЛЯ РЕГИОНОВ»

Н.С. Соколов, С.С. Викторова, Т.Г. Федорова
Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия

Аннтотация

Приведены результаты Проекта Министерства образования и науки России «Кадры для регионов» в рамках строительного факультета Чувашского государственного университета. Указаны строительные организации и образовательные программы, по которым ведется подготовка студентов. Перечислены формы сотрудничества.

RESULTS OF IMPLEMENTATION OF THE PROJECT OF THE MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF THE RUSSIAN FEDERATION "SHOTS FOR REGIONS"

Abstract

Results of the Project of the Ministry of Education and Science of the Russian Federation "Shots for regions" within construction faculty of the Chuvash State university are given. The construction organizations and educational programs on which training of students is conducted are specified. Forms of cooperation are listed.

С 2013 года строительный факультет участвует в реализации Проекта Министерства образования и науки России «Кадры для регионов». Проект затрагивает на факультете подготовку специалистов по образовательным программам «Специальность 271101 «Строительство уникальных зданий и сооружений», специализация 271101.02 «Строительство подземных сооружений» и бакалавриат по направлению «Строительство», профиль «Автомобильные дороги», а также по образовательной программе дополнительного профессионального образования «Информационные технологии для составления сметной документации в строительстве».

Совместно ОАО «Дорисс», специализирущемся на строительстве дорог, инженерных сетей и сооружений, строительный факультет оснащен компьютерным классом на 11 посадочных мест с лицензированным программным комплексом CREDO. Это позволяет модернизировать учебный процесс по блоку специальных дисциплин, более полно используя системы автоматизированного проектирования автомобильных дорог (САПР АД). Переоборудована специальная аудитория для работы с геодезическими приборами, которые были закуплены при целевом освоении выделенного финансирования (субсидия). Актуальность этого мероприятия основывается на том, что 25% дисциплин учебного плана, разработанного в ходе реализации проекта, имеют геодезическую составляющую.

В ФГАОУ ВПО «Национальный исследовательский университет «Высшая школа экономики» для прохождения обучения в Институте дополнительного профессионального образования ГАСИС НИУ ВШЭ по программе краткосрочного повышения квалификации «Новые методики и оборудование для полевых и лабораторных опытов в инженерной геологии» повысили квалификацию четыре преподавателя факультета. Это позволило использовать полученные актуализированные знания при разработке общих положений образовательной

программы, учебного плана, рабочих программ дисциплин и методических указаний. С этой же целью совместно с линейными работниками ОАО «Дорисс» преподаватели факультета и выпускники старших курсов, обучающиеся по профилю «Автомобильные дороги», участвовали в практическом семинаре Trimble — компании, работающей в области разработок систем определения местоположения по сигналам спутниковых систем глобальной навигации (GPS), а также занимающейся разработкой и продвижением геодезических приборов.

Заключенный договор с газетой «Советская Чувашия» на публикацию статьи профориентационного характера (выпуск газеты от 25.12.2013 №227) положил начало сотрудничеству строительного факультета с газетой республиканского уровня, в которой в апреле и июле были опубликованы материалы о факультете. Все это позволило выполнить план приема на 1 курс на направление подготовки 08.03.01 «Строительство», профиль 15 «Автомобильные дороги»:

- было подано заявлений по программе обучения – 55 (в 2013 г. – 35).
- поступили на бюджетные места по программе обучения - 15 студентов;
- поступили на коммерческие места по программе обучения – 15 студентов;
- средний балл поступивших составляет 185 баллов (по результатам трех экзаменов) при проходном на направление - 183.

В ходе реализации мероприятий программы специалисты ОАО «Дорисс» привлекались для оценки учебного плана, стандарта организации на выпускные квалификационные работы, выполняемые строительным факультетом, в качестве авторов учебно-методического обеспечения курса. Также они активно участвовали в проведении пленарной части и тематических площадок региональной конференции, посвященной 35-летию строительного факультета «Архитектура, строительство, образование», по материалам которой был издан сборник статей. Под руководством специалистов ОАО «Дорисс» студенты строительного факультета приняли участие в 48-й научной студенческой конференции по техническим, гуманитарным и естественным наукам Чувашского государственного университета имени И.Н. Ульянова, лучшая работа (руководитель – главный технолог С.В. Криворучко) была представлена на XVI Межрегиональной конференции - фестивале научного творчества учащейся молодежи «Юность Большой Волги». Группа студентов 3 курса в полном составе прошла технологическую практику на предприятии.

ОАО «Дорисс» организовало поездку студентов строительного факультета, обучающихся по профилю «Автомобильные дороги», в Казань на выставку «ДорТрансЭкспо» и Институт транспортных сооружений (КГАСУ). Ребята ознакомились с перспективными и инновационными проектами в области дорожного строительства Казанского государственного архитектурно-строительный университета; ФГБОУ ВПО Камская государственная инженерно-экономическая академия, проектных организаций (Институт Казгражданпроект, Гипрониавиапром, ОАО Институт «Татдорпроект»), строительно-дорожных предприятий.

Совместно с ООО «Научно-производственная фирма «ФОРСТ» на строительном факультете обустроили учебную лабораторию, оснащенную лабораторным комплексом, закупленным при целевом освоении выделенного финансирования

(субсидия). Это позволяет модернизировать проведение лабораторных работ в учебном процессе по блоку специальных дисциплин, участвовать в ведении хоздоговорных работ с привлечением студентов. С начала 2014 года было заключено хоздоговоров на сумму 1 950 000,00 руб., по состоянию на 10.09.2014 выполнено на сумму – 1 220 450,00 руб. Сотрудники ООО НПП «ФОРСТ» привлекались в качестве научных консультантов и членов трудовых коллективов.

При разработке общих положений образовательной программы, учебного плана, рабочих программ дисциплин и методических указаний преподаватели факультета использовали знания, которые они получили повышая квалификацию в ФГБОУ ВПО «Пензенский государственный университет архитектуры и строительства» (ПГУАС) на курсах «Геодезическое обеспечение проектирования, строительства и эксплуатации зданий, сооружений» и в ФГБОУ ВПО «Брянская государственная инженерно-технологическая академия» по курсу БС-01 «Безопасность строительства и качество выполнения геодезических, подготовительных и земляных работ, устройства оснований и фундамента». По окончании курсов взаимодействие с образовательными учреждениями не закончилось, были подписаны договора о сетевой форме сотрудничества.

В рамках реализации проекта студенты специальности «Строительство уникальных зданий и сооружений» специализации «Технологии и материалы для строительства подземных сооружений» приняли участие в мастер-классе по вопросам пользования геопорталом инфраструктуры пространственных данных Российской Федерации с целью ознакомления с системой картографического обеспечения и оперативного доступа к открытой информации о территориях и пространственных объектах Чувашской Республики на основе технологий геопортала. Перед студентами выступил начальник отдела геодезии и картографии Управления Росреестра по Чувашской Республике Васюков Сергей Владимирович, который участвует в проекте в качестве одного из авторов учебно-методического обеспечения курса.

ООО НПФ «ФОРСТ» передало ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова» следующие основные средства (разрядник вакуумный управляемый, генератор импульсных токов) на сумму 520 000 руб. Это позволило начать научно–исследовательские, экспериментальные работы по определению несущей способности свай, что позволит актуализировать данные СНиП. На стадии заключения находятся документы о сотрудничестве с Нижегородским исследовательским институтом механики при Нижегородском государственным университетом им. Н.И. Лобачевского. Основным направлением сотрудничества будет являться проведение фундаментальных, поисковых и прикладных исследований, математическое моделирование взаимодействия высокоэнергетических импульсных магнитных полей и токов с элементами конструкций; создание математических моделей, методов, алгоритмов и программных средств исследования задач динамики конструкций при импульсных воздействиях и взаимодействии с различными средами (научный руководитель - профессор, д-р .физ.-мат. наук В.Г. Баженов). Эта работа будет базой для предоставления материала на конкурс по получению гранта, защиты кандидатских работ.

Совместно с автономным учреждением Чувашской Республики «Центр экспертизы и ценообразования в строительстве Чувашской Республики» Министерства строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Чувашской Республики на строительном факультете организован учебный класс, оснащенный лицензированными программными комплексами ПК Smeta.ru, ПК Гранд-Смета. Выполнен текущий ремонт учебного класса для улучшения условий прохождения курсов повышения квалификации, аудитория оснащена персональными компьютерами и дистанционным оборудованием.

Это позволило на строительном факультете организовать курсы повышения квалификации сметчиков по программе «Ценообразование и сметное нормирование в строительстве. Информационные технологии для составления сметной документации в строительстве» (Теория и практика сметного дела) для выпускников строительного факультета, специалистов строительных организаций и других заинтересованных лиц, имеющих намерение начать или уже оказывающих услуги по составлению сметной документации.

Данные по количеству специалистов, прошедших повышение квалификации на строительном факультете в 2013-2014 гг., приведены на рис. 1 и 2.

Плодотворное сотрудничество ФГБОУ ВПО «ЧГУ им. И.Н. Ульянова» с АУ ЧР «Центр экспертизы и ценообразования в строительстве Чувашской Республики» позволило открыть новый профиль «Стоимостной инжиниринг» по направлению «Строительство» на строительном факультете Чувашского госуниверситета. На 2014/2015 учебный год набрана группа по обучению на прикладном бакалавриате (20 человек на бюджетной форме обучения, 6 человек на контрактной форме обучения). Разработан учебный план по профилю «Стоимостной инжиниринг». Планируется открытие базовой кафедры строительного факультета по профилю «Стоимостной инжиниринг», которая в последующем станет выпускающей кафедрой по данному профилю обучения.

Три выпускника строительного факультета Чувашского госуниверситета по окончании курсов повышения квалификации сметчиков по программе «Ценообразование и сметное нормирование в строительстве. Информационные технологии для составления сметной документации в строительстве» были трудоустроены в АУ ЧР «Центр экспертизы и ценообразования в строительстве Чувашской Республики». Четыре сотрудника данного учреждения повысили свою квалификацию по вышеизложенной программе. Сотрудничество строительного факультета с АУ ЧР «Центр экспертизы и ценообразования в строительстве Чувашской Республики» позволяет соприкоснуться в работе с реальными строительными объектами, заниматься на практике составлением смет по реальным проектам.

Преподаватели кафедры строительного производства и экономики строительства строительного факультета Чувашского госуниверситета повысили квалификацию по программе «Ценообразование и сметное нормирование в строительстве. Информационные технологии для составления сметной документации в строительстве», что способствует значительному повышению уровня преподаваемых дисциплин на кафедре строительного производства и экономики

строительства: «Основы сметного дела», «Экономика строительного производства», «Экономическое обоснование технологических решений в строительстве».

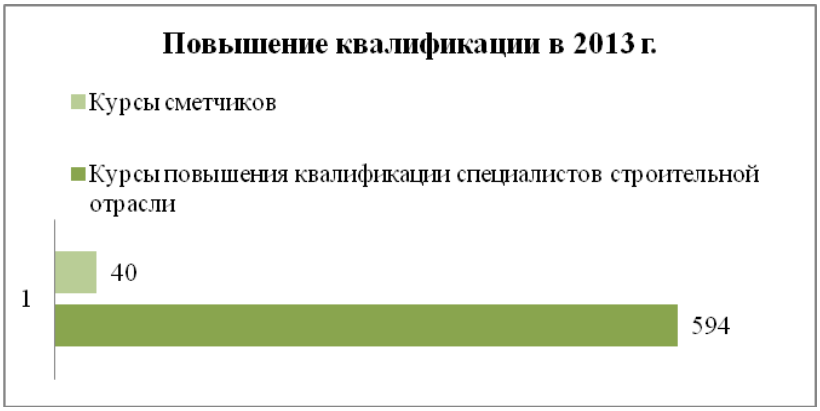


Рис.1

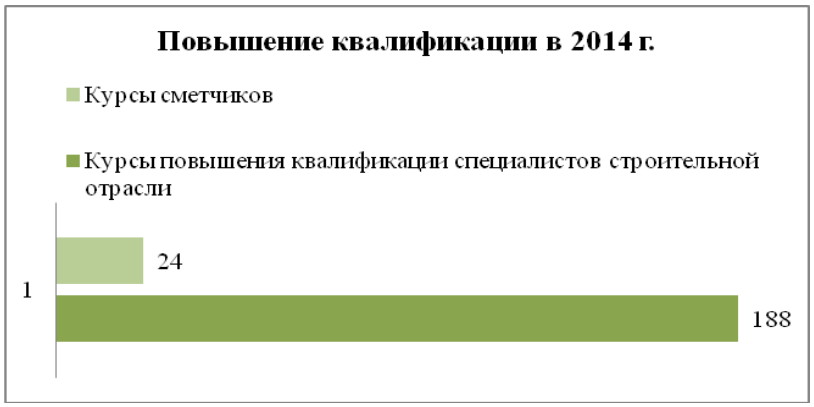


Рис.2

Для студентов-выпускников строительного факультета на старших курсах сотрудники АУ ЧР «Центр экспертизы и ценообразования в строительстве Чувашской Республики» бесплатно проводят ускоренные курсы «Ценообразование и сметное нормирование в строительстве. Информационные технологии для составления сметной документации в строительстве», способствующие повышению качества выполняемых студентами выпускных квалификационных работ.

Отдельно стоит отметить и научное направление сотрудничества строительного факультета с АУ ЧР «Центр экспертизы и ценообразования в строительстве Чувашской Республики». Сотрудники автономного учреждения регулярно принимают участие в конференциях, организованных Министерством строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Чувашской Республики: I Региональная конференция «Энергосбережение и повышение энергетической эффективности в Чувашской Республике» (20 декабря 2013 г.), VII Конференция водоканалов России «Системные проблемы отрасли ВКХ и пути их решения» (29 августа 2014 г.). На всех конференциях и выставках в строительной отрасли АУ ЧР «Центр экспертизы и ценообразования в строительстве Чувашской Республики» предоставляет информационные стенды о курсах повышения квалификации «Ценообразование и сметное нормирование в строительстве», о деятельности учреждения, о тесном сотрудничестве с ФГБОУ ВПО «ЧГУ им.

И.Н. Ульянова», с ведущими региональными предприятиями и организациями в рамках приоритетных направлений развития региона.

Все вышеперечисленное подтверждает выполнение одного из важнейших условий реализации Проекта -- формирование партнерских взаимоотношений между факультетом и работодателями.

Ключевые слова: кадры для регионов; профориентационная работа, модернизация учебного процесса, связь с работодателями, сотрудничество.

Keywords: shots for regions; professional orientation work, modernization of educational process, communication with employers, cooperation.

Соколов Николай Сергеевич, кандидат технических наук, доцент и заведующий кафедрой «Инженерные изыскания и материаловедение», декан строительного факультета ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова».

Викторова Светлана Станиславовна, доцент кафедры «Инженерные изыскания и материаловедение» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова».

Федорова Татьяна Георгиевна, кандидат технических наук, старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова».

Sokolov Nikolay S., Ph.D., Associate Professor and Head of the Department "Surveying and Materials," the dean of the faculty building Ulianov "Chuvash State University named after IN Ulyanov", e-mail: strf@chuvsu.ru.

Viktorova Svetlana Stanislavovna, Associate Professor of "Surveying and Materials" Ulianov "Chuvash State University. IN Ulyanov", e-mail: strf@chuvsu.ru.

Fedorova Tatyana G., Ph.D., senior lecturer in "Building Structures" Ulianov "Chuvash State University named after IN Ulyanov", e-mail: strf@chuvsu.ru.

Для цитирования:

Соколов Н.С. Результаты реализации проекта Министерства образования и науки России «Кадры для регионов» / Н.С. Соколов, С.С. Викторова, Т.Г. Федорова// Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 3– 8.

Citation:

Sokolov N.S. Results of implementation of the project of the Ministry of Education and Science of the Russian Federation "Shots for Regions" / N.S. Sokolov, S.S. Viktorova, T.G. Fedorova// New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 3 – 8.

АРХИТЕКТУРА И ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВО

УДК 692.43; 691-405.8

СПОСОБ УТЕПЛЕНИЯ ПЛОСКИХ И ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ КРОВЕЛЬ НА ОСНОВЕ ПЕНОСТЕКОЛЬНОГО ЩЕБНЯ

В.А. Бахмисов[1], А.В. Бычков[2] , А.В. Митин[3], В.Г. Андреев [4]
[1] НИИЖБ им. А.А. Гвоздева / ОАО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия
[2] ООО «АйСиЭм Гласс Калуга», г. Москва, Россия
[3] ООО «АйСиЭм Гласс Калуга», г. Москва, Россия
[4] ООО «СК ЕвроСтрой», г. Москва, Россия

Аннотация
Приведен способ утепления плоских и эксплуатируемых кровель на основе пеностекольного щебня. Метод позволяет уменьшить количество слоев покрытия, упрощает устройство уклонов, увеличивает эксплуатационную надежность покрытия.

METHOD FOR INSULATION OF FLAT AND OPERATED ROOFS ON THE BASIS OF FOAMGLASS RUBBLE

Abstract
This method of insulation of flat and exploited roofs on the basis of foamglass rubble. The method allows to reduce the number of coating layers, simplifying the slope increases the operational reliability of the coating.

Данное сообщение касается способа утепления кровельных конструкций с использованием пеностекольного щебня при устройстве и ремонте покрытий.

В связи с повышением требований заказчиков к эксплуатационным свойствам строений одним из эффективных способов представляется применение для строительства долговечных строительных материалов и конструкций, сроки службы которых сравнимы со сроками эксплуатации здания, значительно сокращающих приведенные затраты по строительству и содержанию строений в течение всего жизненного цикла здания.

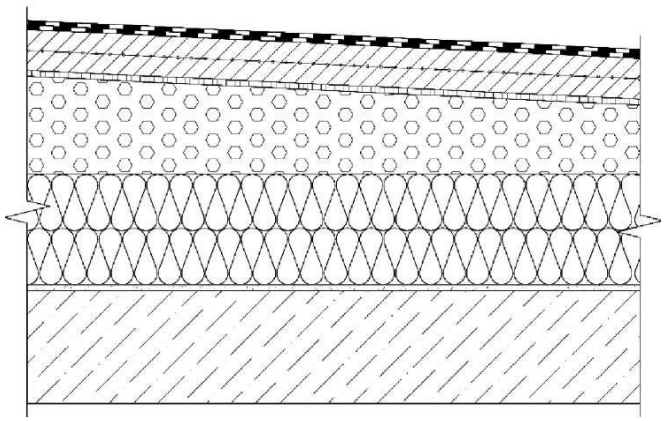
При традиционном способе устройства утепления кровельных покрытий часто выполняется следующая схема покрытия (прототип традиционной схемы с большими или меньшими отличиями) (рис. 1).

При использовании пеностекольного щебня состав такого же покрытия несколько упрощается (Рис.2)

Очевидно, что сокращение количества слоев конструкции и операций по их производству сокращает не только стоимость, но и сроки производства работ.

Помимо стабильности свойств пеностекла в течение всего срока службы здания, в отличие минераловатного или пенополистирольного утеплителя, большое значение имеет прочность утеплителя. Часто это является лимитирующим фактором в случае с повышенными эксплуатационными нагрузками (покрытия паркингов, заглубленных конструкций, зеленых кровель, пешеходных зон и др. эксплуатируемых покрытий). Конструкция таких покрытий имеет жесткое основание, что позволяет выдерживать значительные нагрузки, как правило, неравномерно распределенные по поверхности, под действием которых

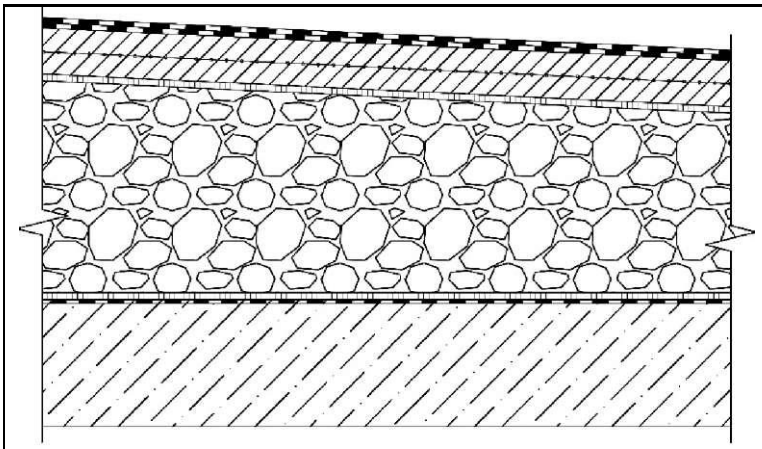
водоизоляционный ковер не продавливается и сохраняет целостность гидроизоляционного материала.



Состав традиционного покрытия:

1. Водоизоляционный кровельный ковер
2. Основание под кровлю (цементно-песчаная или сборная стяжка, бетон и др)
3. Разделительный слой
4. Разуклонка (из керамзита, керамзитобетона и т.п)
5. Утеплитель (плиты минераловатные, экструзионный пенополистирол и др.)
6. Пароизоляция
7. Несущее основание

Рис. 1. Схема традиционного плоского неэксплуатируемого кровельного покрытия



Состав покрытия с использованием пеностекольного щебня:

1. Водоизоляционный кровельный ковер
2. Основание под кровлю (цементно-песчаная или сборная стяжка, бетон и др)
3. Разделительный слой
4. Утеплитель из пеностекольного щебня
5. Пароизоляция
6. Несущее основание

Рис. 2. Схема кровельного покрытия с использованием пеностекольного щебня

Обладая низкой теплопроводностью (λ=0,05-0,065 Вт/(м°С)) и достаточно легким весом (100-140 кг/м^3) пеностекольный щебень, соответственно, имеет ограниченную прочность на сжатие (табл. 1). В связи с этим разработан способ укладки пеностекольного щебня в качестве нагружаемого утеплителя путем уплотнения вибротрамбовками непосредственно на месте производства работ с образованием требуемого уклона (рис. 3-5). Получены следующие эксплуатационные характеристики (табл. 1):

Таблица 1.

Физико-механические характеристики пеностекольного щебня после укладки

Характеристика	**Значение**
Плотность эксплуатационная (уплотнение 1,3:1), кг/м3	170-180

Теплопроводность в засыпке с уплотнением (1,3:1) при условиях эксплуатации А/Б, Вт/(м°С)	0,082/0,085
Прочность на сжатие, кПа (т/м^2)	850 (85)
Паропроницаемость, мг/(м ч Па)	0,20
Температура эксплуатации, °С	От -200 до +550
Водопоглощение кратковременное при полном погружении на 24 часа, % от объема	2,7
Уровень горючести, группа	НГ
Уровень воспламеняемости, группа	Отсутствует
Уровень дымообразования, группа	Отсутствует
Токсичность продуктов горения, группа	Отсутствует
Морозоустойчивость, количество циклов, не менее	50
Устойчивость к воздействию окружающей среды	Стоек к любым агрессивным средам
Экологическая безопасность материала	Экологически безопасен
Угол внутреннего трения	45-48°

Способ укладки утеплителя из пеностекольного щебня несложен, и потому авторы рассчитывают на широкое применение этого способа при производстве строительных и ремонтных работ.

После подготовительных работ по обустройству площадки необходимо произвести несколько простых действий:

• Насыпать послойно пеностекольный щебень (каждый слой 150-200 мм). В случае необходимости, при помощи ПСЩ можно создать уклоны, необходимые для стока воды;

Рис. 3. Насыпка и выравнивание пеностекольного щебня.

• Тщательно уплотнить каждый слой виброплитой (соблюсти коэффициент уплотнения 1:1,3). Замерять уровень уплотнения рекомендуется с помощью цифрового нивелира и рейки;

Рис. 4. Уплотнение пеностекольного щебня

• Сверху устроить разделительный слой.

Рис. 5. Устройство разделительного слоя

• В зависимости от эксплуатационной нагрузки, по слою утеплителя, выполнить либо выравнивающую стяжку из цементно-песчаного раствора М150 по армирующей сетке, либо монолитную железобетонную плиту.

По этой схеме выполнено кровельное покрытие нескольких объектов в Москве, в частности, по адресу: г. Москва, Базовская ул., вл.15, при новом строительстве здания общеобразовательной школы с использованием пеностекольного щебня производства «АйСиЭм Гласс Калуга».

[1]Бахмисов Владимир Андреевич, ведущий инженер НИИЖБ им. А.А. Гвоздева/ ОАО «НИЦ «Строительство». Россия, 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., д.6, e-mail: bah8967170258@gmail.com, http://www.cstroy.ru
[2]Бычков Александр Васильевич, технический специалист ООО «АйСиЭм Гласс Калуга». Россия, 119435, г. Москва, Саввинская наб., д.15, e-mail: bychkov@icmglass.ru, www.pennosteklo.ru.
[3]Митин Андрей Владимирович, коммерческий директор ООО «АйСиЭм Гласс Калуга». Россия, 119435, г. Москва, Саввинская наб., д.15, e-mail:info@ pennosteklo.ru, www.pennosteklo.ru.
[4]Андреев Владимир Гурьевич, генеральный директор ООО «СК ЕвроСтрой». Россия, 109542, г.Москва, Рязанский пр. д.86/1, стр.1, e-mail: sk-evrost@yandex.ru, www.skevrostroy.ru

[1]Bakhmisov Vladimir, chief engineer NIIZhB them. A.A.Gvozdev / JSC "SIC" Construction ". Russia, 109428, Moscow, 2nd Institutskaya str., 6. E-mail: bah8967170258@gmail.com, http://www.cstroy.ru
[2]Bychkov Alexander, Technical Specialist, LLC «ISM Glass Kaluga». Russia, 119435, Moscow, Savvinskaya nab., 15. E-mail: bychkov@icmglass.ru, www.pennosteklo.ru.
[3]Mitin Andrey, commercial director of «ISM Glass Kaluga», Russia, 119435, Moscow, Savvinskaya nab., 15. E-mail: info @ pennosteklo.ru, www.pennosteklo.ru.
[4]Andreev Vladimir, General Director of LLC "SK Eurosystem." Russia, 109542, Moscow, Ryazansky prospekt, 86 / 1, p.1. E-mail: sk-evrost@yandex.ru, www.skevrostroy.ru

Для цитирования:
Бахмисов В.А. Способ утепления плоских и эксплуатируемых кровель на основе пеностекольного щебня / В.А. Бахмисов, А.В. Бычков, А.В. Митин, В.Г. Андреев// Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 10 – 13.

Citation:
Bakhmisov V.A. Method for insulation of flat and operated roofs on the basis of foamglass rubble / V.A. Bakhmisov, A.V. Bychkov, A.V. Mitin, V.G. Andreev// New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 10 – 13.

УДК 72.012

ПРОБЛЕМЫ СОХРАНЕНИЯ ИСТОРИЧЕСКОГО ОБЛИКА ГОРОДА

А. А. Исаев
Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова
г. Чебоксары, Россия

Аннотация

Статья посвящена проблеме сохранения архитектурно-исторической среды современного города. Отмечается, что главным инструментом сохранения памятников в их исторической градостроительной и ландшафтной среде являются проекты зон охраны с особыми режимами градостроительной и хозяйственной деятельности, возведённые в ранг закона и позволяющие избежать серьезных градостроительных ошибок. Предлагаются пути решения указанной проблемы, адресованные, прежде всего, органам власти.

CONSERVATION ISSUES HISTORICAL CHARACTER

Abstract

The article is devoted to the preservation of the architectural and historical environment of the modern city. It is noted that the main tool for the conservation of monuments in their historical urban planning and landscape environment are projects of protection zones with special modes of urban planning and economic activity, was elevated to the rank of the law and to prevent serious architectural mistakes. The ways to solve this problem, addressed primarily authorities.

В настоящее время активно ведётся новое строительство, в том числе и в историческом центре, который для инвесторов наиболее привлекателен. В результате город теряет веками сложившуюся историческую городскую среду, а вместе с ней свою индивидуальность и привлекательность. При вторжении в исторический центр на первом месте, как правило, стоит не ценность объекта культурного наследия, а участок земли, который он занимает. Зоны охраны с особыми режимами градостроительной и хозяйственной деятельности – главный инструмент сохранения памятников в их исторической градостроительной и ландшафтной среде.

Принятие документа, регламентирующего градостроительную деятельность на исторических территориях, становится крайне важным решением.

«Проект зон охраны» составляется на основе историко-архивных изысканий, натурных исследований и в соответствии с требованиями нормативно-правовых актов по охране объектов культурного наследия. В его состав входят: перечень и аннотированный список объектов культурного наследия, исторические справки, историко-культурный опорный план, схемы и чертежи с обозначением особо охраняемых территорий и регламентами их использования. Особенно важным становится раздел «Режимы использования земель и градостроительные регламенты в границах зон охраны объектов культурного наследия», в котором определены границы охранных зон памятников (федерального, регионального и местного значения), зоны регулирования застройки – территории с различными режимами

использования земель и особыми градостроительными регламентами с соблюдением приоритета историко-культурного наследия.

Самые строгие режимы касаются наиболее ценных, с точки зрения истории, участков: здесь запрещено новое строительство (за исключением мер, направленных на регенерацию исторической среды и приспособление объектов культурного наследия); изменение исторической планировочной структуры улиц и лицевых линий кварталов; размещение рекламы и использование нетрадиционных для исторической среды строительных материалов. А также введены строгие ограничения на реконструкцию объектов, представляющих историко-культурную ценность (зданий, уличных фасадов, скверов).

Любой город, в том числе и исторический -- это живой организм, развивающийся по определенным законам. Его невозможно законсервировать -- превратить в музей и таким образом решить проблемы сохранения ценного градостроительного наследия. Совершенно естественно, что любая городская ткань требует обновления, но вмешательство должно быть обоснованным, продуманным и не должно разрушать складывающуюся веками среду, а наоборот, поддерживать её, создавая гармонию восприятия архитектурно-градостроительного облика города. К сожалению, в настоящее время исторические города утрачивают свой исторический облик, присущую лишь им самобытность. Происходит это из-за непродуманной и совершенно непонятной градостроительной политики в стране в целом и на местах, хотя уже для многих очевидно, что интерес к городу определяется не современными постройками, а прежде всего историческими, и грамотным сочетанием прошлого, настоящего и будущего.

Пути решения проблемы сохранения исторического облика города могут быть найдены лишь при совместных усилиях и взаимопонимании архитекторов, историков, краеведов, представителей власти, городской общественности. Результатом серьёзной работы в этом направлении должно стать осознание необходимости сохранения всего историко-культурного пласта наследия, его значимости во всех сферах современного города.

Именно проект зон охраны призван определить четкие и ясные правила, которые помогут сохранить историческое и культурное наследие и регулировать новую застройку в исторической части города. Он даёт реальную возможность проектировщикам и администрации города при отводе участков и выдаче архитектурно-планировочных заданий принимать решения в соответствии с требованиями и рекомендациями, установленными в результате анализа возможностей и условий использования определенной части территории в историческом городе. Он позволяет избежать серьезных градостроительных ошибок, способных нанести непоправимый ущерб ценному градостроительному наследию, а значит, привлекательности и самобытности места. И пока «Проект» не приобретет законодательную силу, ситуация останется прежней: памятники будут ветшать, разрушаться, а на их месте рождаться и приумножаться (чаще всего не самые лучшие с точки зрения архитектуры) точечные новостройки.

«Свежим» примером точечного строительства в исторической среде города Чебоксары служит возведение нового офисного здания по ул. Композиторов Воробьёвых. Этот «стеклянный» семиэтажный объём втиснули между двумя

объектами культурного наследия (Дом жилой, 1930 г.» на пересечении с ул. К.Маркса и «Дом жилой, 1940 г. – «Ступени»), разумеется, находясь в зоне охраны каждого из них. Новодел почти не имеет собственной территории, но не прочь частично захватить территории указанных памятников по праву своего «величия».

Современное здание дисгармонирует с исторической средой по высоте и стилю, уничтожает сложившиеся визуальные ориентиры, подавляет памятники, разрушая гармонию исторической среды определённого временного периода. Зон охраны как будто не существует, практикуя безвластие и волюнтаризм градостроительной деятельности.

А рядом, в овраге, южнее Калининского моста на пересечении с улицей Ярославской -- фокусы современного градостроительства -- продолжается строительство современных бетонно-стеклянных коробок, разрушая своеобразие и логику формирования природного ландшафта в этой части города (рисунок).

Эта ситуация очень печальна, так как согласно законодательству в историческом поселении государственной охране подлежат не только памятники архитектуры, истории и культуры, но все базовые градоформирующие составляющие: планировка, застройка, композиция, природный ландшафт, культурный слой, соотношение различных городских пространств, объёмно-пространственная структура, фрагментарное и руинированное градостроительное наследие и многое другое.

Как же решать проблемы сохранения и регенерации исторической среды городов? Только комплексно. Местные и региональные власти должны начать работать по двум направлениям.

Первое -- экономическое (соответственно и социальное) развитие. Исторические города разных категорий должны постепенно приобретать способность к устойчивому саморазвитию прежде всего за счёт активизации собственных экономических возможностей в сочетании с федеральной и региональной политикой избирательной поддержки проблемных территорий.

Второе направление -- совершенствование механизмов действия законодательства по охране исторической среды и формирование в обществе (в том числе при помощи СМИ) нетерпимого отношения к порче и уничтожению памятников архитектуры. Строительство в исторических центрах не должно начинаться без внесения в генеральные планы проектов градостроительного развития городов, без их соответствующей историко-архитектурной проработки и обязательного согласования с органами охраны памятников.

Рассматривая опыт наиболее развитых стран мира, где с повсеместным внедрением информационных технологий и предъявлением все более жёстких экологических требований к качеству жизни урбанизация постепенно сменяется дезурбанизацией, а прошлое только усиливает свою привлекательность. Таким образом, сохранение самобытной исторической среды городов становится одной из первостепенных задач государства и общества.

1. Ул. Композиторов Воробьёвых
Строительство между памятниками

2. Строительство в овраге южнее
Калининского моста в центре города

Рисунок 1**.** Вторжение в исторический центр современных зданий приводит к разрушению исторического облика города Чебоксары

Литература

1. Пруцин О.И., Рымашевский Б., Борусевич В., Архитектурно-историческая среда /под ред.О.И. Пруцина – М.: Стройиздат, 1980. С. 325.

2. Положение о зонах охраны объектов культурного наследия (памятников истории и культуры) народов Российской Федерации: Постановление Правительства РФ от 08.05.2011 № 399.

Ключевые слова: историческая среда города, зона охраны памятника (объекта культурного наследия), режим использования земель, градостроительный регламент, урбанизация, дезурбанизация.

Keywords: the historical context of the city, the area of protection of the monument (a cultural heritage site), the mode of land use planning regulations, urbanization, Seachange.

Исаев Александр Алексеевич кандидат архитектуры, доцент. Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова. E-mail: martis18@yandex.ru

Isaev Alexander PhD in Architecture, Associate Professor. Chuvash State University named after I. Ulyanov. E-mail: martis18@yandex.ru

Для цитирования:

Исаев А.А. Проблемы сохранения исторического облика города / А.А. Исаев// Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 14 – 17.

Citation:

Isaev A.A. Conservation issues historical character / A.A. Isaev // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 14 – 17.

УДК 624.012.45.04

ВИНТОВАЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ ЛЕСТНИЦА ИЗ МЕЛКОРАЗМЕРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

А.Н.Малахова
ФГБОУ ВПО «МГСУ», г. Москва, Россия

Аннтотация

Предлагается вариант конструктивного решения винтовой железобетонной лестницы из мелкоразмерных элементов для загородного дома. Даются рекомендации по расчету и конструированию. Приводится компоновочная схема лестницы с опиранием ступеней на обрамляющие лестницу стены и центральный кирпичный столб. Показаны опалубочные размеры и схема армирования сборных ступеней лестницы.

SCREW REINFORCED CONCRETE STAIRCASE OF SMALL-SIZED ELEMENTS

Abstract

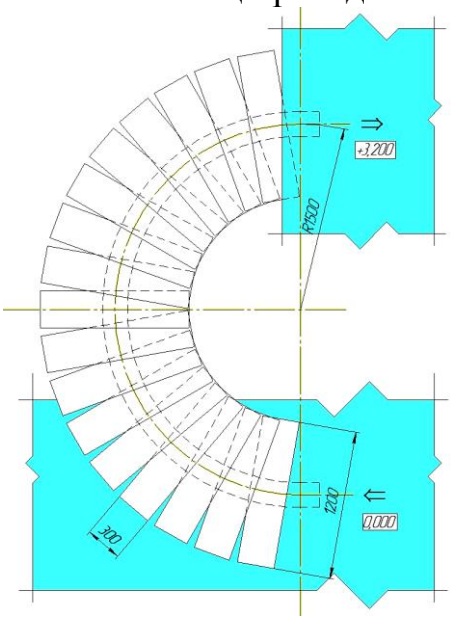
A variant of constructive solution of screw reinforced concrete staircase of small-sized elements is proposed for a country house. Recommendations for the calculation and designing are given. The layout scheme of staircase with steps supported on the framing walls and a central brick pillar is given. The formwork drawings and scheme of reinforcement are shown.

Лестницы являются обязательным конструктивным элементом многоэтажных зданий. Они обеспечивают связь между этажами, выступают в качестве эвакуационных путей. В ряде случаев конструктивное решение лестниц может быть усложнено задачами обеспечения архитектурной выразительности интерьера или фасада зданий. В [1,2,3] приведены конструктивные решения железобетонных лестниц современных зданий.

В соответствии с классификацией [4] лестницы подразделяются на лестницы с прямыми маршами и лестницы с изогнутыми в плане маршами, или винтовые.

Примеры конструктивного решения винтовых лестниц приведены на рисунке 1.

а



б

Рис.1. Конструктивные решения винтовых лестниц:
а -- винтовая лестница с висячими ступенями,
б -- лестница с винтовым косоуром

На рис. 2 приводится компоновочная схема лестницы с опиранием ступеней на обрамляющие лестницу стены и центральный кирпичный столб. Предлагаемая лестница проектировалась для физкультурно-оздоровительного блока загородного дома. Лестница включает в себя две монолитные этажные площадки и сборные плоские ступени, составляющие два марша лестницы. Нижний марш состоит из 20 ступеней, верхний – из 21 ступени. Отсутствие промежуточных площадок с соответствующим удлинением маршей приводит к определенным трудностям подъема по лестнице, но оправдывается назначением прилегающих к лестнице помещений, предназначенных для физкультурных занятий, и архитектурной выразительностью.

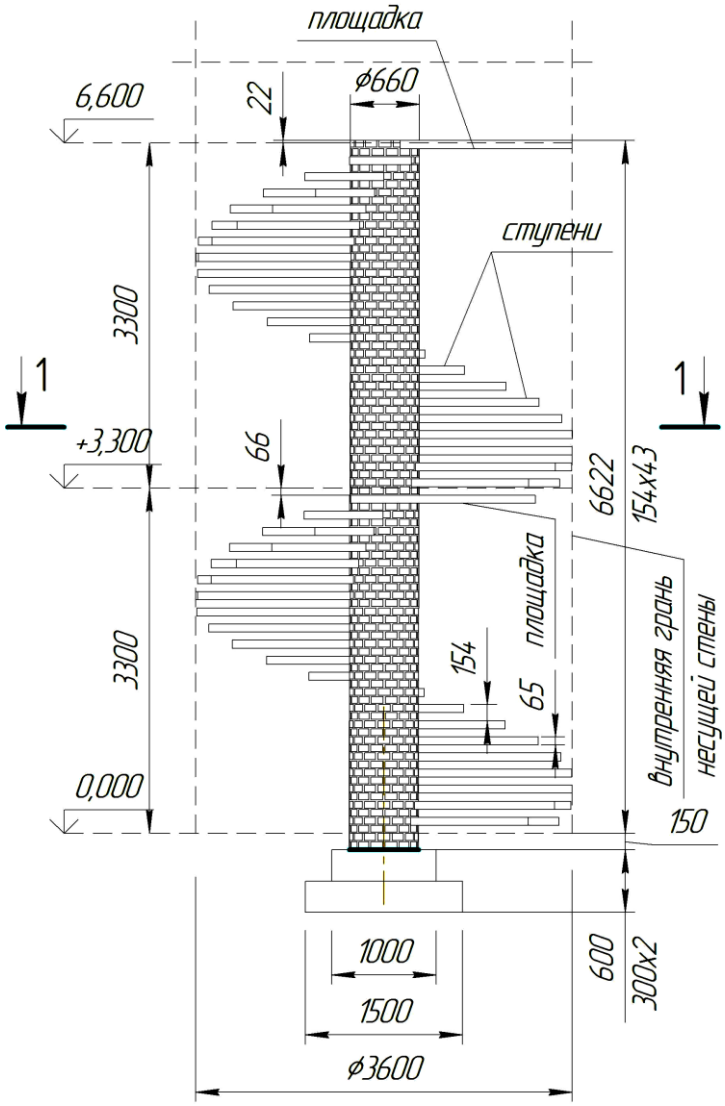


Рис. 2 . Компоновка винтовой лестницы
(разрез 1-1 показан на рис. 3)

По классификации конструктивных решений [5] представленная лестница относится к лестницам из мелкоразмерных сборных элементов. Железобетонные плоские ступени лестницы опираются на кирпичную стену и центральную стойку. Стойка выполняется из фигурного кирпича для возведения круглых в плане колонн с заполнением внутреннего пространства бетоном (рис. 3а). Для обеспечения связи

кирпичей и бетона через пять рядов кладки укладывается кладочная сетка. Кирпичная кладка центральной стойки выполняется с перевязкой швов.

Высота поперечного сечения ступени (h) составляет 65 мм и соответствует высоте одинарного кирпича кладки центральной стойки и стен лестничной клетки. Ступени укладываются через один ряд кладки (через 65+65+12+12=154 мм), что, в общем, соответствует стандарту шага ступеней – 150 мм. Следует отметить, что при вертикальной компоновке лестницы возникает некоторое расхождение отметок этажных площадок лестницы и пола этажей

Ступень винтовой лестницы имеет переменную ширину поперечного сечения (b) и, соответственно, переменную ширину проступи. Если для лестниц с прямыми маршами можно говорить о стандартной ширине проступи 300 мм, то для винтовой лестницы ширина проступи учитывается на расстоянии 350 мм от наружных поручней лестницы. Считается, что человек, подымающийся по лестнице, выбирает траекторию перемещения именно на таком расстоянии от наружных поручней лестницы. Кроме того, минимальная ширина проступи для винтовой лестницы должна приниматься не менее 100 мм (на расстоянии от центральной стойки 150 мм).

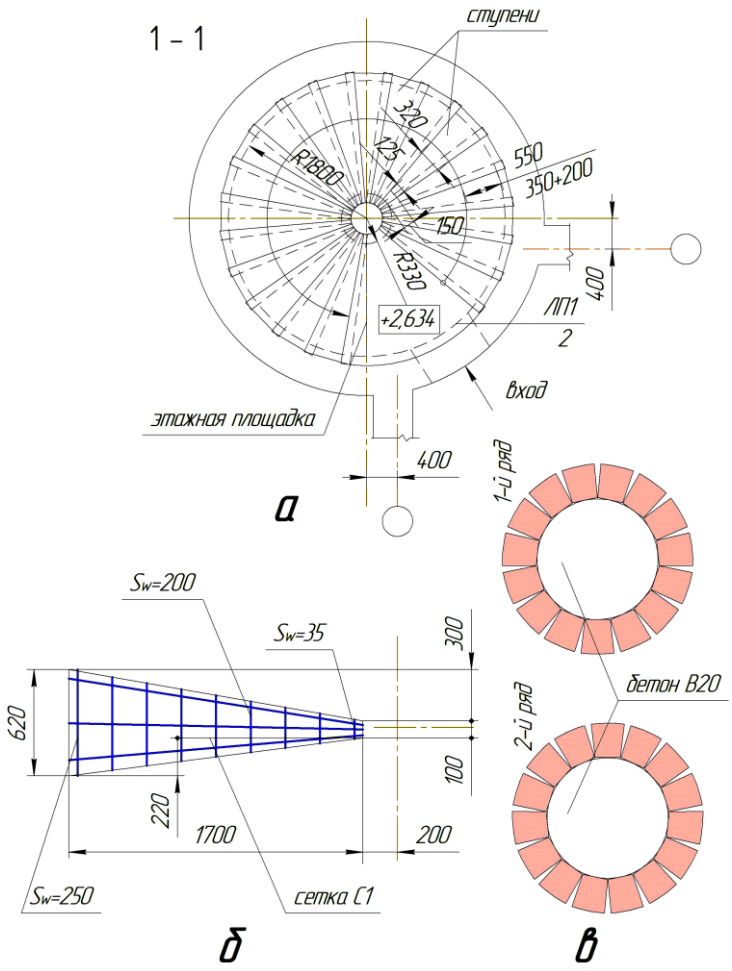


Рис. 3. План и детали винтовой лестницы:
а – схема раскладки ступеней на плане лестницы (разрез показан на рис.2),
б – опалубочные размеры и схема армирование ступени,
в – порядовка центрального опорного кирпичного столба лестницы

На рисунке 3а показана схема раскладки ступеней на плане лестницы. Приведена расчетная и минимальная ширина проступи ступени.

В общем случае расчет винтовых лестниц является более сложным, чем расчет лестниц с прямыми маршами. Такие лестницы имеют сложную геометрию, для описания которых требуется создание объемных расчетных моделей [6]. Для определения усилий в конструктивных элементах (ступенях и площадках) рассматриваемой винтовой лестницы можно ограничиться более простой плоской расчетной схемой. Например, в качестве расчетной схемы можно принять четырехугольную плиту, шарнирно опертую на две короткие противоположные стороны, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой или однопролетную балку с переменным по ширине поперечным сечением, с шарнирным закреплением опор и трапециевидной нагрузкой, обусловленной изменением ширины грузовой полосы по длине ступени и площадки.

На рисунке 3б приведены опалубочные размеры и показана сетка армирования ступеней винтовой лестницы. Рабочей (продольной) арматурой сетки С1 являются стержни 3∅8 А400. Сетка укладывается с соблюдением толщины защитного слоя рабочей арматуры 15 мм от нижней поверхности изделия. Ступени винтовой лестницы изготавливаются из тяжелого бетона, класс по прочности на сжатие -- В25.

К достоинствам предлагаемой лестницы можно отнести простоту укладки ступеней при возведении кирпичной кладки вертикальных несущих элементов лестничной клетки.

После укладки ступеней и выполнения монолитных площадок лицевые видимые поверхности лестницы можно окрасить эпоксидным компаундом, например, марки ЭТАЛ. Современные эпоксидные материалы являются универсальными покрытиями, позволяющими обеспечить высокую износоустойчивость, долговечность и устойчивость к механическим нагрузкам. Кроме того, они выпускаются в широкой цветовой гамме, позволяют обеспечивать хороший внешний вид и многообразие дизайнерских решений.

Литература

1. Holger Hinz, Christian Münich. Hotel Nagold - ein komplexes Stahlbetontragwerk in innerstädtischen Umfeld. - Beton- und Stahlbetonbau 109(2014), Heft 3. S.223-228.
2. Sean Cotton, Rebecca Krull Kraling. A World - Class Effort. - Civil Engineering, April, 2012. P.56-63.
3. Patricia A. Coleman, Robert Rogers. Unconventional Achievement. - Civil Engineering, July/August, 2012, P.56-59.
4. Мейер-Бое В. Строительные конструкции зданий и сооружений. – М., Стройиздат, 1993. - С. 282-291
5. Малахова А.Н., Морозова Д.В. Проектирование железобетонных и металлических лестниц. – М., АСВ, 2008. - 168 с.
6. Канчели В.Н. Строительные пространственные конструкции. – М., 2004. - С.52-55.

Ключевые слова: железобетонная винтовая лестница, мелкоразмерные ступени, опалубочные чертежи, схема армирования.

Keywords: screw reinforced concrete staircase, staps of small-sized elements, formwork drawings, scheme of reinforcement.

Малахова Анна Николаевна, кандидат технических наук, доцент, профессор кафедр АСП и ЖБК Московского государственного строительного университета (ФГБОУ ВПО «МГСУ»), тел. 8-495-583-07-65*17-65, 8-495-287-49-14*30-35, e-mail:asp@mgsu.ru, gbk@mgsu.ru.

Malahova Anna Nicolaevna, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Professor of Department ASP, Professor of Department JBK of Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), tel. 8-495-583-07-65*17-65, 8-495-287-49-14*30-35, e-mail:asp@mgsu.ru, gbk@mgsu.ru.

Для цитирования:
Малахова А.Н. Винтовая железобетонная лестница из мелкоразмерных элементов / А.Н. Малахова// Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 18 – 22.

Citation:
Malahova A.A. Screw reinforced concrete staircase of small-sized elements / A.A. Malahova // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 18 – 22.

УДК 625.7

ДИНАМИЧЕСКОЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЕ ЗОН ОГРАНИЧЕННОЙ ВИДИМОСТИ АВТОМОБИЛЯ И ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ АВТОМОБИЛЬНОЙ ДОРОГИ

Е.А. Мордик
ФГБОУ ВПО «Кубанский государственный технологический университет»
Краснодар, Россия
В.В. Кореневский
ФГБОУ ВПО «Кубанский государственный технологический университет»
Краснодар, Россия

Аннотация

В статье на основе анализа работ отечественных и зарубежных авторов, а также нормативно-технической литературы изучено влияние ограничения боковой видимости за счет левой передней стойки автомобиля.

Предложена геометрическая основа метода расчета величин радиусов траекторий движения автомобиля, небезопасных с точки зрения ограничения боковой видимости.

DYNAMIC INTERACTION ZONES OF LIMITED CAR'S VISIBILITY AND THE GEOMETRIC PARAMETERS OF THE HIGHWAY

Abstract

In work on the basis of analysis of domestic and foreign literature and technical literature studied the effect of limiting the visibility due to the left front of the vehicle.

Geometric method of calculation of the values of the radiuses vehicle's path released into conditions of unsafe in terms of limiting the visibility.

Повышение безопасности движения на автомобильных дорогах и пересечениях является актуальной задачей развития любого государства, поскольку потери от дорожно-транспортных происшествий имеют не только общечеловеческую составляющую, но и выраженный финансовый, а также демографический факторы.

В настоящее время из-за стремления сделать автомобили более безопасными передние стойки стали более широкими (общая жесткость кузова, размещение подушек безопасности и т.д.). Это привело к уменьшению обзорности, т.е. к увеличению слепых зон в автомобиле. Также причиной увеличения слепых секторов становятся рекомендации дизайнеров [8]. Таким образом, обеспечив высокий уровень безопасности конструкции автомобиля и привлекательность модели производители в то же время уменьшают общий уровень безопасности системы «Водитель – автомобиль – дорога – окружающая среда». Это весьма важная проблема, так как именно в эти слепые зоны чаще всего попадают наиболее незащищенные участники движения – пешеходы и велосипедисты.

В прошлом транспортные средства обладали лучшими характеристиками по обзорности. К «эталону» в аспекте обзорности можно отнести Volkswagen Golf (кузов 1986 года). Таких узких передних стоек нет ни в одном автомобиле, да и его остальные кузовные стойки по сегодняшним меркам не широкие. Если у данного автомобиля при 360-градусном круговом обзоре перекрывались всего 23,2 градуса, то у Mini, лучшего по обзорности из нынешних автомобилей, перекрытие вдвое

больше -- 48,1 градуса. В тесте на обзорность, проведенном сторонними авторами [8], участвовали автомобили, представляющие шесть разных классов (от A до F). Результаты показали, что, по субъективной оценке водителей, обзорность большинства автомобилей недостаточна, и не зависит от размеров кузова и высоты посадки водителя. Во всех классах есть как негативные, так и положительные примеры. Лучшим по показателю обзорности оказался Mini, за ним следуют – Peugeot 407 и Alfa Brera. На последних местах Volkswagen Touran и Audi Q7.

Передняя левая стойка кабины транспортного средства затрудняет обзор левой кромки проезжей части, а в определенном диапазоне радиусов закруглений при движении автомобиля эта кромка полностью скрыта стойкой на большом протяжении автомобильной дороги (рис. 1).

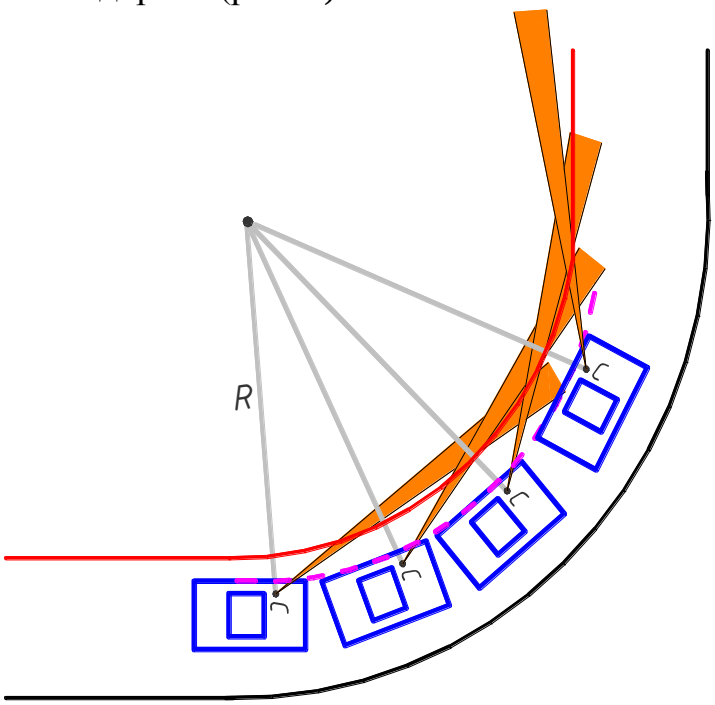


Рис. 1. Диапазон перемещения непросматриваемой зоны при движении автомобиля по кривой (Примечание: схема составлена авторами)

В настоящее время все легковые автомобили на территории Российской Федерации имеют угловую величину непросматриваемой зоны, образуемой передними стойками, не более 6°, согласно ГОСТ Р 51266-99 «Автомобильные транспортные средства. Обзорность с места водителя» [1]. Величина данного угла относительно продольной оси автомобиля также нормируется. Причем невидимые зоны, создаваемые стойками переднего окна, рассчитываются с учетом бинокулярного обзора (получаемого в результате наложения двух полей, видимых левым и правым глазами одновременно).

Влияние боковой видимости на параметры элементов автомобильной дороги и придорожного обустройства нашло отражение в нормативных документах [2,3,4,5,6] и работах отечественных и зарубежных авторов [7], однако исследуемая проблема упоминается лишь косвенно. Так, согласно [2], на примыканиях дорог и улиц, а также на нерегулируемых перекрестках предусматривается треугольник видимости, в зоне которого запрещено размещение зданий, сооружений, деревьев и кустарников высотой более 0,5 м и передвижных предметов (киосков, фургонов, реклам, малых

архитектурных форм и др.). При проектировании горизонтальных кривых учитывается видимость с места водителя автомобиля. Расположение глаз водителя принимают на расстоянии 1,75 м от кромки проезжей части и на высоте 1,20 м над проезжей частью. Обзорность в зонах пересечений и примыканий дорог соответствует расстоянию видимости из условия обгона, определяемого с учетом расчетной скорости, продольного уклона и назначается не менее 600 м [3]. В приведенных ограничениях нормируется необходимость обеспечить видимость в передней полусфере в целях своевременного реагирования водителя на возникающие препятствия со стороны других участников движения, однако наличие подвижной слепой зоны, траектория которой зависит от режима движения рассматриваемого транспортного средства, никак не учтено. Наиболее опасным данный пробел в нормативно-технических ограничениях становится, когда дорожные условия (или элементы организации движения) диктуют такую траекторию перемещения транспортного средства, которая предопределяет заведомо аварийный режим движения.

Целью настоящего исследования является определение величины радиусов кривых в плане (R) для предотвращения аварийности, вызванной ограничением видимости из-за конструкции автомобиля.

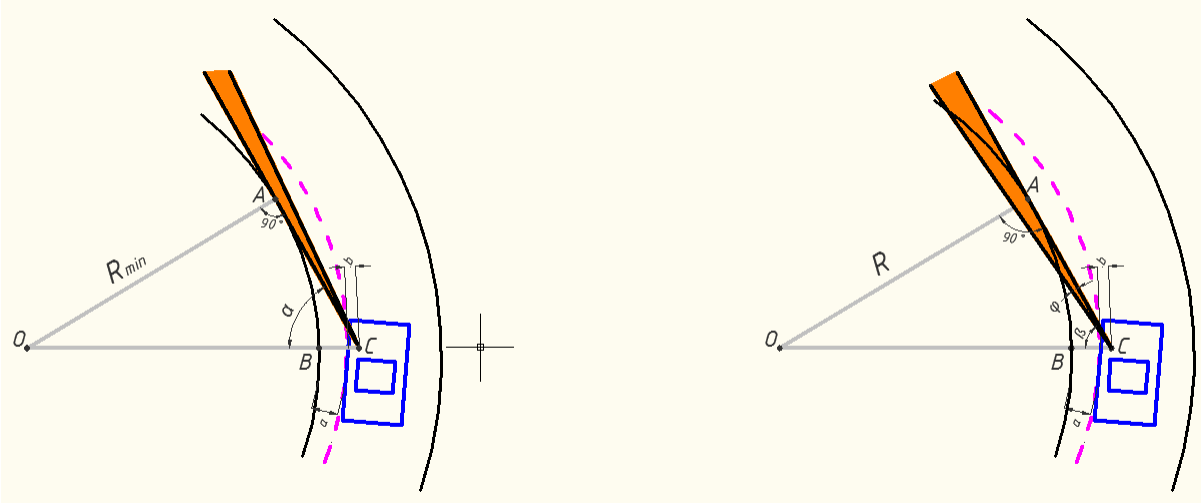


Рис.2. Расчетные схемы для определения радиуса закругления при наличии непросматриваемой водителем зоны, необходимой по условиям бинокулярного зрения.
(Примечание: расчетные схемы составлены авторами на основе собственных исследований).
а) -- внешний сегмент ограниченной видимости; б) -- внутренний сегмент ограниченной видимости

Согласно схеме, изображенной на рис. 2, за точку С принимается условное положение водителя, используемое при расчете непросматриваемой зоны, создаваемой левой передней стойкой, согласно ГОСТ [1]. При условии, что $R>R_{min}$ образуется непросматриваемая водителем зона.

Упрощенная геометрическая зависимость характеризуется исходными характеристиками: OA=R; $OC=R+a+b$; $\angle ACO=\alpha=\beta+\varphi$ (рассчитывается по параметрам конкретного автомобиля, с учетом методик [1]); φ – угловая величина непросматриваемой зоны, образуемой передними стойками; АС – касательная к кривой; треугольник ОАС прямоугольный.

Зависимость описанных величин по известным геометрическим закономерностям описывается уравнением (1):

$$R^2 \cdot ctg\alpha - 2(a+b) \cdot R - (a+b)^2 = 0 \quad (1)$$

Выражая искомую величину, получим (2):

$$R = \frac{2 \cdot (a+b) \pm 2 \cdot (a+b) \cdot \frac{1}{\sin\alpha}}{2 \cdot ctg^2\alpha} \quad (2)$$

Проведенные исследования позволили определить опорную зависимость, характеризующую взаимодействие зон с затрудненной видимостью и геометрических характеристик дороги. В ходе дальнейших исследований планируется уточнение исходных переменных величин зависимости, что позволит научно-обоснованно рекомендовать комплекс мероприятий, повышающих безопасность движения на перекрестках.

Литература

1. ГОСТ Р 51266-99 Автомобильные транспортные средства. Обзорность с места водителя. М.: Издательство стандартов, 1999. – 24 с.

2. Свод правил 42.13330.2011 Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений [Электронный ресурс]. - Введ. 2011.- 05.- 20.- Режим доступа: http://base.garant.ru/6180772/

3. Свод правил 34.13330.2012 Автомобильные дороги [Электронный ресурс]. - Введ. 2013.- 07.- 01.- Режим доступа: http://docs.cntd.ru/document/1200095524

4. Правила ЕЭК ООН № 46 (пересмотр 5) Единообразные предписания, касающиеся официального утверждения устройств непрямого обзора и механических транспортных средств в отношении установки этих устройств [Электронный ресурс]. -- Режим доступа: http://standart.org/rules-UNECE

5. Правила ЕЭК ООН №125 Единообразные предписания, касающиеся официального утверждения механических транспортных средств в отношении поля обзора водителя спереди [Электронный ресурс]. -- Режим доступа: http://standart.org/rules-UNECE

6. Отраслевой дорожный методический документ. Рекомендации по обеспечению безопасности движения на автомобильных дорогах: утв. гос. службой дор. хоз-ва м-ва тр. РФ 24.06.02. М. Росавтодор, 2002. -- 180 с.

7. Проектирование автомобильных дорог: Справочная энциклопедия дорожника (СЭД). под ред. Васильева А.П., Быстрова Н.В., Надежко А.А., Федотова Г.А., Поспелова П.И. М.: Информавтодор, 2007. – Т.5. - 815 с.

8. Клангвальд М., Бранке Д. Осторожно: нулевая видимость [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://old.autobild.ua/news/19/hlight/нулевая%20видимость/

Ключевые слова: автомобильная дорога; безопасность движения; дорожно-транспортное происшествие; транспортное средство; радиус кривой в плане; обзорность автомобиля; ограничение боковой видимости; непросматриваемая зона.

Keywords: highway; traffic safety; crash accident; vehicle; the radius of the curve; visibility of the car; limit visibility; a blind zone.

Мордик Екатерина Александровна, аспирант, ФГБОУ ВПО «Кубанский государственный технологический университет», e-mail: Erika_2006@list.ru

Ekaterina Mordik, Graduate student at the Department of Transport facilities, Kuban State University of Technology

Кореневский Всеволод Валерьевич, доцент, кандидат технических наук, ФГБОУ ВПО «Кубанский государственный технологический университет», E-Mail: vskor@mail.ru

Vsevolod Korenevsky, assistant professor, candidate of technical sciences, Kuban State University of Technology

Для цитирования:

Мордик Е.А. Динамическое взаимодействие зон ограниченной видимости автомобиля и геометрических параметров автомобильной дороги / Е.А. Мордик, В.В. Кореневский // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 23 – 27.

Citation:

Mordik E.A. Dynamic interaction zones of limited car's visibility and the geometric parameters of the highway / E.A. Mordik, V.V. Korenevsky // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 23 – 27.

УДК 697.112

АВТОМАТИЗИРОВАННЫЙ ЛАБОРАТОРНЫЙ КОМПЛЕКС ДЛЯ ПРОВЕДЕНИЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ НАРУЖНЫХ ОБРАЗЦОВ СТЕНОВЫХ ОГРАЖДЕНИЙ ПРИ ДЛИТЕЛЬНЫХ РЕЖИМАХ ИСПЫТАНИЙ ГОД И БОЛЕЕ В НАТУРНЫХ УСЛОВИЯХ

П.Н. Муреев, В.Г. Котлов, А.Н. Макаров, И.С. Сабанцева, К.П. Муреев, А.В.Иванов
ФГБОУ ВПО «Поволжский государственный технологический университет», Российская Федерация, Республика Марий Эл, г. Йошкар-Ола.

Аннотация

В статье рассматривается важная для строительства тема теплопроводности наружных стен. Важным элементов обследования является описанный лабораторный комплекс. Это устройство может производить непрерывный мониторинг температуры наружной стены в течение длительного времени. Материал, представленный здесь, может открыть новые направления дальнейших исследований. Он может быть интересен тем, кто работает в области конструкторского проектирования зданий и сооружений и архитекторам

AUTOMATED LABORATORY COMPLEX FOR THERMO PHYSICAL STUDIES OUTDOOR DESIGNS WALL FENCE AT LONG TEST MODE A YEAR OR MORE IN NATURAL CONDITIONS

Abstract

The paper under discussion covers the area of civil engineering and deals with the object of thermal conductivity of exterior walls. The key idea is to present the laboratory complex. This device can produce continuous monitoring temperature of the exterior wall for a long time. The material presented can open new prospects for further research. It seems to be interesting to those who work in the field of structural engineering and architecture.

В настоящее время в связи с повышением требований в области энергоэффективности ограждающих конструкций возникает много вопросов при проектировании новых объектов и реконструкции уже существующих. Многие постройки не соответствуют современным требованиям по теплозащите. Поэтому необходимо проводить реконструкцию зданий, но без полного анализа существующей ситуации, происходящей в стенах, очень трудно сделать правильные выводы и провести грамотно и эффективно работу.

Для получения наиболее полной и достоверной информации по теплозащитным качествам наружных ограждений требуется проведение как можно более длительных натурных экспериментальных исследований. Существующие методики и рекомендации, разработанные ведущими научено-исследовательскими организациями, определяют период проведения натурных экспериментальных исследований до 15 суток, что не может дать полной картины происходящих процессов внутри ограждения в течении всего осеннее-зимнего периода, который для большей части территории России составляет более 6 месяцев.

Лабораторный комплекс, созданный на базе строительного факультета ПГТУ, позволяет решить проблему, связанную с долгосрочностью проведения мониторинга изменения температур в толще ограждения.

При разработке лабораторной установки основной целью ставилось проведение температурного мониторинга исследуемой конструкции наружного ограждения по всей его толщине. Необходимость обеспечения непрерывности эксперимента в течении длительного периода времени потребовала от создателей установки решения ряда технических задач, которые были решены при создании лабораторной установки.

Первые же результаты эксперимента, полученные на лабораторной установке, подтвердили ее работоспособность. Непрерывно поступающая информация с приборов обрабатывается в виде таблиц и графиков.

Лабораторная установка в процесс создания прошла несколько модификаций, которые были защищены патентами: патентом на полезную модель РФ № 94709 «Устройство для определения теплотехнических качеств ограждающих конструкций зданий и сооружений по температуропроводности в натурных условиях» / Мureев П.Н. и др./. Опубликовано 27.05.2010 г. Бюллетень №15; патентом на полезную модель №124395 «Устройство для определения теплофизических качеств ограждающих конструкций зданий и сооружений в натурных условиях» / Мureев П.Н. и др./. Опубликовано 20.01.2013г. Бюллетень №2; патентом на полезную модель №135420 «Лабораторная установка для определения теплотехнических характеристик образцов стеновых ограждений при длительных режимах испытаний год и более в натурных условиях» / Мureев П.Н. и др./. Опубликовано 10.12.2013 г.; патентом на изобретение РФ №2454659 «Способ оценки теплофизических характеристик ограждающих конструкций зданий и сооружений, выполненных из кирпича в зимний период по результатам испытаний в натурных условиях» /Мureев П.Н. и др./. Опубликовано 27.06.2012 г. Бюллетень №18.

Первые модификации не учитывали в полном объеме факторы, такие как внешние погодные условия. Это влажность, атмосферное давление, скорость и направление ветра, ультрафиолетовое излучение, что не позволяет корректно производить расчеты по теплофизическим характеристикам исследуемых образцов ограждений – при обработке экспериментальных данных. Например, при проверке на возможность конденсации влаги в толще исследуемого ограждения необходимо знать не только температуру наружного воздуха t_H, но и влажность наружного воздуха φ_H, знать влажность внутреннего воздуха в помещении φ_B.

При расчёте теплоустойчивости наружного ограждения в летний период необходимо знать значения солнечной радиации, поступающей на наружную поверхность, максимальные и средние значения I_{max}, $I_{ср}$.

Решаемой технической задачей является измерение наружных климатических параметров, влажности, скорости и направления ветра, атмосферного давления, ультрафиолетового излучения, температуры наружного воздуха, а также непрерывный температурный мониторинг исследуемого ограждения здания по всей его толщине круглосуточно, непрерывно в течение одного и более лет. Обработка результатов эксперимента в режиме on-line с выходом в Интернет.

Данная техническая задача решается тем, что с наружной стороны исследуемого образца устанавливается метеостанция DAVIS instruments Vantage Pro2. Она включает в себя: датчики внутренней и наружной температуры, датчики относительной влажности воздуха внутри и снаружи, датчики атмосферного

давления, датчик осадков, анемометр, датчик солнечной радиации, датчик ультрафиолетового излучения, образцы исследуемых ограждений выполнены размером 1х1 м и установлены в специальных ячейках, оборудованных в ограждающих конструкциях и допускающих возможность замены, в каждом образце размещены термопары, расположенные по всей толщине и тепломер, закрепленный на внутренней поверхности, концы проводов от тепломера и термопар подсоединены к устройству контроля температуры и через адаптер с помощью разработанной программы соединены с ПК с выходом в Интернет. Лабораторная установка поясняется чертежом (рисунок).

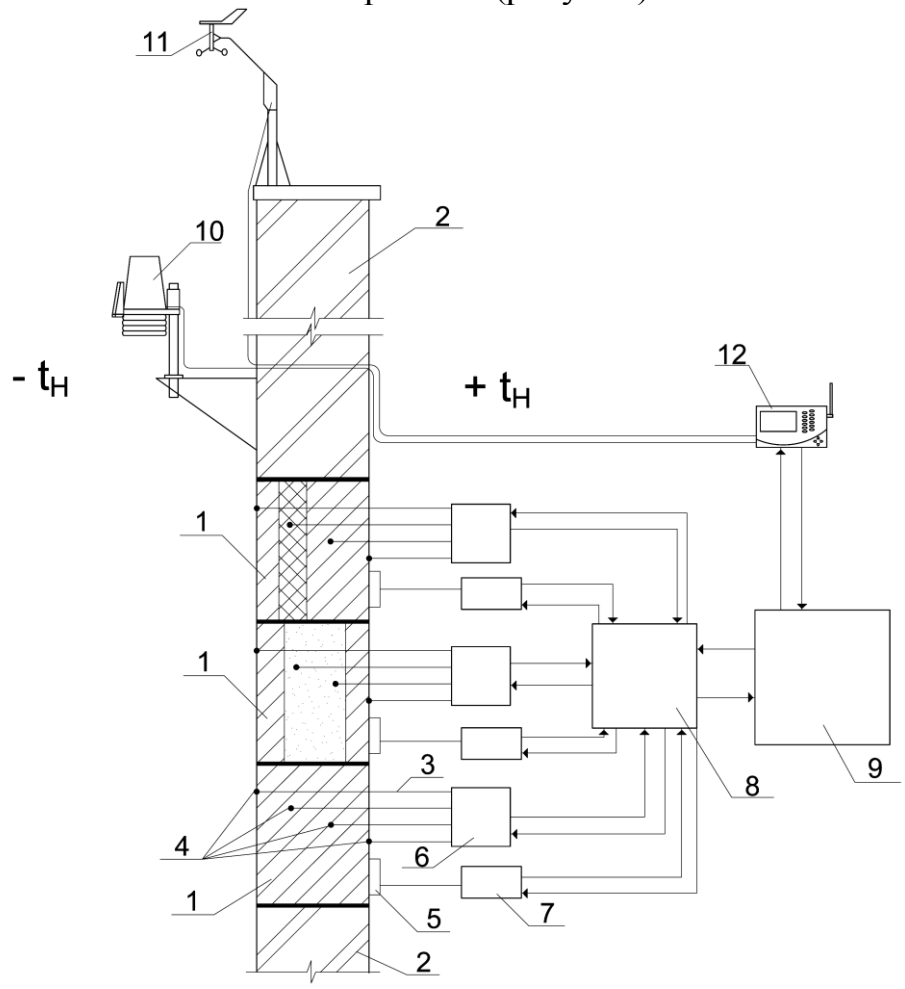


Схема лабораторного комплекса

Заявляемый лабораторный комплекс включает:

1. Исследуемый образец наружного ограждения.
2. Наружная стена здания.
3. Термопарный кабель ХК (хромель-капель)
4. Сваренные концы термопар ХК
5. Тепломер
6. Устройство для измерения температур УКТ 38-Щ4
7. Потенциомер
8. Адаптер интерфейса RS232
9. Компьютер
10. Метеостанция кабельная DAVIS instruments Vantage Pro2

11. Флюгер апемометра
12. Консоль Vantage Pro2

В заключении необходимо сказать, что применение метеостанции DAVIS instruments Vantage Pro2 в лабораторной установке расширяет возможности теплофизических исследований ограждающих конструкций.

Литература

1. Патент на полезную модель № 94709. Устройство для определения теплотехнических качеств ограждающих конструкций зданий и сооружений по температуропроводности в натурных условиях П.Н. Муреев, Б.Г. Герасимов, Т.И. Краева, В.Н. Куприянов, И.С. Сабанцева, В.Г. Котлов и др. Опубл. в БИ, 2010 № 15.
2. Патент на полезную модель № 124395. Устройство для определения теплофизических качеств ограждающих конструкций зданий и сооружений в натурных условиях Муреев П.Н. и др. Опубл. в БИ, 2013. № 2.
3. Патент на полезную модель № 135420. Лабораторная установка для определения теплотехнических характеристик образцов стеновых ограждений при длительных режимах испытаний год и более в натурных условиях Муреев П.Н. и др. Опубл. в БИ, 2013. № . .
4. Патент РФ № 2454659. Способ оценки теплофизических характеристик ограждающих конструкций зданий и сооружений, выполненных из кирпича в зимний период по результатам испытаний в натурных условиях / Муреев П.Н. и др. Опубл. в БИ, 2012. №18.

Ключевые слова: гражданское строительство, наружные стены, проектирование зданий.

Keywords: civil engineering, exterior walls, structural engineering.

Муреев Павел Николаевич, канд. техн. наук., доцент каф. ПЗ, ПГТУ, e-mail: pavel.mureev@yandex.ru
Котлов Виталий Геннадьевич, канд. техн. наук., декан строительного факультета, ПГТУ, e-mail: kotlov.vitaliy@mail.ru
Макаров Александр Николаевич, канд. техн. наук., доцент, ПГТУ, e-mail: MakarovAN@volgatech.net
Сабанцева Ирина Сергеевна, доцент кафедры ПЗ, ПГТУ, e-mail: SabancevaIS@volgatech.net
Муреев Константин Павлович, аспирант , ПГТУ, e-mail: MureevKP@volgatech.net
Иванов Андрей Владимирович, аспирант кафедры СКиО, ПГТУ, e-mail: Andrew.ivanov12reg83@gmail.com

Mureev Pavel Nicolaevich, c.t.s., assistant professor of DB, VSTU, e-mail: pavel.mureev@yandex.ru
Kotlov Vitaliy Gennadevich, c.t.s., Dean of the Civil Engineering Faculty, VSTU, e-mail: kotlov.vitaliy@mail.ru
Makarov Aleksandr Nikolaevich, c.t.s., assistant professor, VSTU, e-mail: MakarovAN@volgatech.net
Sabanceva Irina Sergeevna, assistant professor of DB, VSTU, e-mail: SabancevaIS@volgatech.net
Mureev Konstantin Pavlovich, postgraduate , VSTU, e-mail: MureevKP@volgatech.net
Ivanov Andrew Vladimirovich, postgraduate, VSTU, e-mail: Andrew.ivanov12reg83@gmail.com

Для цитирования:

Муреев П.Н. Автоматизированный лабораторный комплекс для проведения теплофизических исследований наружных образцов стеновых ограждений при длительных режимах испытаний год и более в натурных условиях / П.Н. Муреев, В.Г. Котлов, А.Н. Макаров, И.С. Сабанцева, К.П. Муреев, А.В. Иванов// Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 28 – 32.

Citation:

Mureev P.N. Automated laboratory complex for thermo physical studies outdoor designs wall fence at long test mode a year or more in natural conditions / P.N. Mureev, V.G. Kotlov, A.N. Makarov, I.S. Sabanceva, K.P. Mureev, A.V. Ivanov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 28 - 32

УДК 72.035.1

АРХИТЕКТУРНЫЙ АНСАМБЛЬ ХЛЕБНОЙ ПЛОЩАДИ г. КАЗАНЬ

А.О. Попов, И.Ю. Матвеев, Д.К. Бирюлева, В.В. Антипина
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация

Сохранение культурно-исторического наследия является важной и злободневной задачей современного строительства, так как выгодное расположение здания в центральной части города, делает его привлекательным для приспособления под современное использование, а конструктивная схема позволит реализовать любые задумки заказчиков и архитекторов.

THE ARCHITECTURAL ENSEMBLE OF THE «BREAD SQUARE, KAZAN».

Abstract

Preservation of cultural and historical heritage is an important and topical problem of modern construction, as an advantageous location of the building in the Central part of the city, makes it attractive for adaptation for modern use, and the design scheme will allow to realize any ideas clients and architects.

Восстанавливаемое здание торговых рядов является частью комплекса «Хлебного базара», который был построен по проекту архитектора В. И. Кафтырева в 1795 году и является памятником архитектуры XVIII века. Место «торговых рядов» зафиксировано на плане города в 1740 года как «Житной торг». В соответствии с генпланом на месте старого «Житного торга» В.И.Кафтырев запроектировал новую Хлебную площадь, которая располагалась в пределах квартала ограниченного улицами Баумана, Профсоюзная, М.Джалиля, К.Наджми (рис. 1.). Реставрируемое двухэтажное здание торгового ряда являлось самым крупным на Хлебной площади. По коротким сторонам площадь фланкировали два павильона.

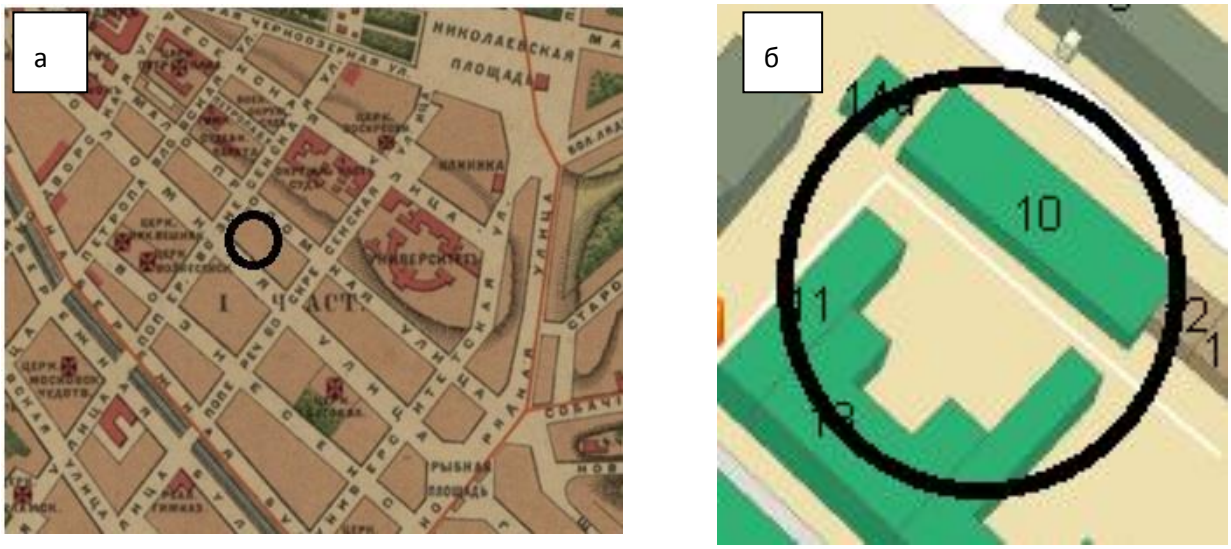


Рис. 1. Ситуационный план расположения здания

а. Градостроительный план 1887 г.; б. Ситуационный план на 2014г.

Реставрируемое здание прямоугольное, в плане имеющее развитую подземную часть, «врублено» в склон между ул. Профсоюзная (бывшая ул. Малая Проломная) и

ул. Баумана (бывшая ул. Большая Проломная), расположено в исторической части города Казань. Архитектурный ансамбль Хлебной площади занимал весь квартал, и выстроен на месте старых деревянных хлебных амбаров и казенного кабака, которые были уничтожены частыми в центральной части города пожарами. Архитектор выполнил его как длинный ряд торгово-складских помещений, объединенных галереей. Галерея открывалась на торговую площадь аркадой торговых павильонов (рис. 2а). Со стороны ул. Профсоюзной здание имеет один надземный и один подземный этаж, его фасад, представленный на рис. 2б, кирпичный, оштукатуренный, отличается полным отсутствием декора и завершается ступенчатым карнизом.

Рис. 2. Общий вид здания

а. со стороны ул. Баумана; б. по ул. Профсоюзная.

Минимализм архитектурных форм для этой части здания не удивителен, так как это была тыльная часть Хлебной площади, а функционально -- это зона загрузки складских помещений, расположенных этажом ниже и перекрытых цилиндрическими сводами с распалубкой. Архитектор В. И. Кафтырев искусно использовал сложные условия площадки строительства для решения задачи логистики, разделив потоки поставки и отправления грузов, а именно поставка осуществлялась по ул. Профсоюзная (бывшая ул. Малая Проломная) отправление же проходило через Хлебную Площадь по ул. Баумана (бывшая ул. Большая Проломная). Здание со стороны хлебной площади имеет два надземных этажа без подвала, фасад, представленный на рис. 2а, выполнен в классическом стиле. Входы

в помещения торговых рядов оформлены полукруглыми нишами, в нижней части которых расположены ворота, а в верхней окно, кроме того фасад имеет два междуэтажных пояска и карниз. На втором этаже с одинаковым ритмом расположены строенные прямоугольные окна, центральная часть которого выделена полукруглой нишей.

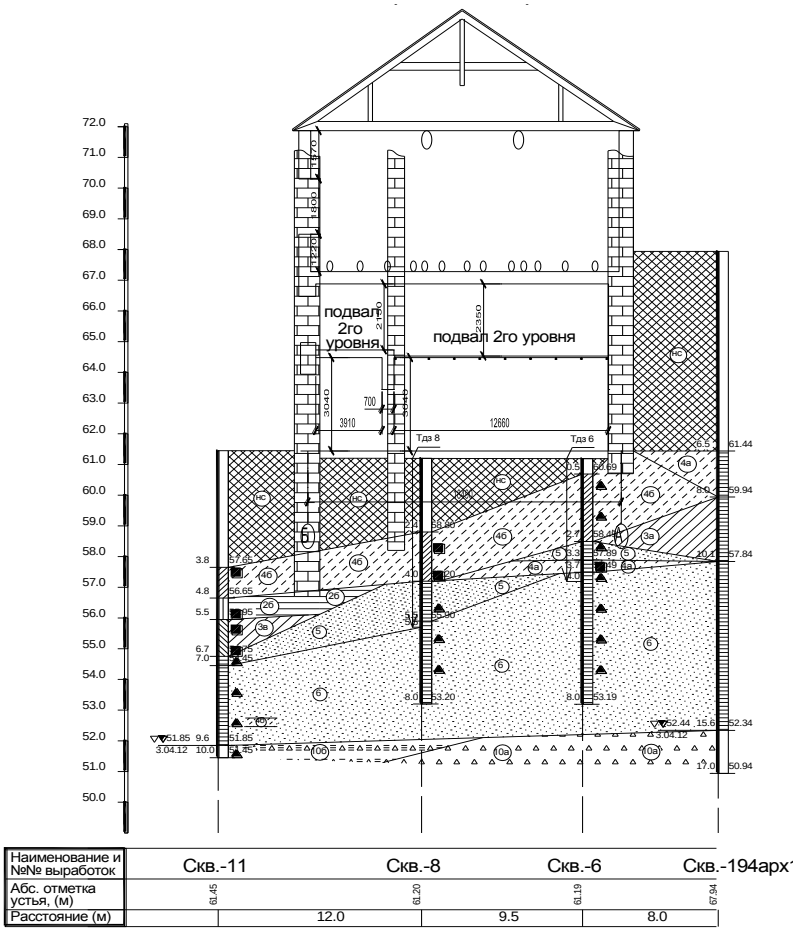


Рис. 3. Совмещенный геологический разрез и разрез по зданию

В связи с тем, что здание расположено на склоне со стороны ул. Профсоюзная (рис. 1а), надземный этаж один, а со стороны ул. Баумана (рис. 1б) надземных этажей два. Высота здания от уровня отмостки до верха карниза со стороны ул. Баумана составляет 11,3 м, со стороны ул. Профсоюзная 4,8 м. Здание по ул. Профсоюзная, д. 10/14 лит А, А1 частично пересекает поверхность склона, в связи с чем подземная часть осуществляет функцию подпорного сооружения (рис. 3.) в зоне примыкания к третьей надпойменной террасе, приуроченной к р. Волга.

По конструктивному решению здание относится к зданиям с продольными и поперечными несущими стенами, объединенными цилиндрическими сводами перекрытий, направленными в плоскости откоса. Использование последнего приема при конструктивном решении здания позволило более 200 лет использовать его в качестве подпорного сооружения. Выгодное расположение здания в исторической части города делает его привлекательным для приспособления под современное использование, а конструктивная схема позволяет реализовать любые задумки заказчиков и архитекторов.

Литература

1. Попов А.О., Матвеев И.Ю, Бирюлева Д.К.. и др. Заключения по результатам обследования строительных конструкций с выводами и рекомендациями по дальнейшей эксплуатации здания, расположенного по адресу: Республика Татарстан, г. Казань, ул. Профсоюзная 10/14: Отчёт по НИР. Инв. № 49/17-13о.

2. Салихов Р.Р., Хайрутдинов Р.Р. Памятники истории и культуры татарского народа. Казань, 1995. - С. 280.

3. Амиров К. Казань: где эта улица, где этот дом: Справочник улиц города Казани. Казань: Казань, 1995 г. - С. 320.

4. Свод памятников истории и культуры республики Татарстан: административные районы. Казань, 1999. - С. 460.

Ключевые слова: реставрация, реконструкция, памятник архитектуры

Keywords: restoration, reconstruction, monument

Попов А.О. – кандидат технических наук, зав. кафедрой.
Матвеев И.Ю. -- кандидат экономических наук, доцент.
Бирюлева Д.К. -- кандидат технических наук, доцент.
Антипина В.В. -- студент гр. 2пг303.
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань.
E-mail: a.o.popov@yandex.ru

Popov A.O. -- candidate of technical Sciences, head. the pulpit.
Matveev I.U. -- candidate of economic Sciences, associate Professor.
Berulava D.K. -- candidate of technical Sciences, associate Professor.
Antipina V.V. -- student gr. 2pg303.
Kazan state University of architecture and construction, city of Kazan.
E-mail: a.o.popov@yandex.ru

Для цитирования:

Попов А.О. Архитектурный ансамбль «хлебной площади г. Казань» / А.О. Попов, И.Ю. Матвеев, Д.К. Бирюлева, В.В. Антипина // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 33 – 36.

Citation:

Popov A.O. The architectural ensemble of the «BREAD SQUARE, KAZAN» / A.O. Popov, V.V. Antipina, D.K. Berulava, I.U. Matveev // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 33 – 36.

УДК 69.001.6

КОНЦЕПЦИЯ ПЕРЕХОДА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ОТ СБОРНОЙ К СБОРНО-МОНОЛИТНОЙ

С.В. Спиридонов, А.С. Сунцов
Ижевский государственный технический университет имени М.Т. Калашникова, г. Ижевск.

Аннотация
Статья посвящена жилым многоэтажным зданиям из сборного и сборно-монолитного железобетона, примеры использования сборно-монолитных конструктивных схем.

CONCEPT OF TRANSITION FROM MODULAR CONSTRUCTIVE SCHEME TO PRE-CAST

Abstract
The Article is devoted to residential high-rise buildings made of precast and precast-monolithic reinforced concrete, examples of precast-monolithic construction schemes.

В 1955–1990 гг. при решении острого вопроса дефицита жилья развивались приоритетные технологии крупнопанельного домостроения, основанные на поточном строительстве домов из стандартных изделий заводской готовности. В крупных городах России объем строительства, выполненного по этим сериям достигал 80%.

В настоящее время монолитный железобетон практически вытеснил сборные конструкции со строительного рынка, оставив за ними лишь весьма узкую область – сборные блоки фундаментов, сваи, перемычки, частично многопустотные плиты перекрытий и т. п. Использование сборных строительных систем сейчас носит ограниченный характер и ориентировано преимущественно на государственные социальные программы. Здания с подобной конструктивной схемой реализуются лишь оставшимися крупными предприятиями, сохранившими производственный потенциал.

С 90-х гг. строительными фирмами накоплен большой опыт работы с монолитным железобетоном, и в настоящее время до 60% объектов гражданского строительства возводится с использованием таких технологий. Но окончательному закреплению такого способа возведения жилых зданий помешали наши метеорологические условия и, иногда, уровень квалификации работников. Это приводит к увеличению сроков строительства, что ведет за собой увеличение сроков окупаемости объекта, а в наших условиях рыночной экономике это очень важно.

Возможно отчасти поэтому в некоторых странах формируется и начинает стремительно набирать популярность конструктивная схема сборного железобетона. Сборное домостроение, обладает целым рядом преимуществ, находит сторонников не только среди строителей, но и архитекторов. Так, сторонником и основоположником сборных технологий был Ле Корбюзье. В России сейчас этому способствует совокупность сразу нескольких факторов: необходимость за короткий временной отрезок обеспечить людей жильем (реализацией государственных программ, требующих большого количества жилья эконом-класса); климатический фактор, не позволяющий в некоторых частях России вести монолитные работы

круглый год. Так же связано с общей тенденцией к индустриализации строительства, незаменимостью этого стройматериала в промышленном сегменте [1].

Однако и у этой технологии существуют отрицательные стороны, как например, строительство панельных домов невозможно без дорог с достаточной несущей способностью и шириной (специальные машины для доставки крупных монтажных единиц - панелевозы, в составе автопоезда весят до 40 т и имеют транспортные радиусы разворотов до 18 м или требуют организации сквозных проездов вдоль каждого монтируемого дома, возможны повреждения конструктива в ходе транспортировки, расходы на организацию складирования на стройплощадке или на логистику поставки, если идет монтаж «с колес». Использование мощного подъемного кранового оборудования на строительных площадках - вес панелей до 9 т при вылетах стрелы не менее 30 м требует использования кранов грузоподъемностью от 14 т.

В создавшихся условиях необходимо понять, что решение жилищных проблем возможно только путем внедрения новых методов строительства, в основе которых должны быть новые подходы к проблемам «массового» строительства, подкрепленные современной технологической обеспеченностью производства и конструктивными схемами.

Такими конструктивными схемами могут быть:

1) на основе панельной серии 125 с кирпичными наружными стенами.

Рис.1. Микрорайон "Столичный" г. Ижевск

2) сборный железобетонный каркас на основе Новочебоксарской серии (возможность свободной перепланировки квартир), многопустотные плиты перекрытия, конструкция наружных стен – двухслойная из облицовочного кирпича и полистиролбетонных блоков.

Рис.2. Жилой комплекс «Зеленый мыс» в Октябрьском районе г. Ижевска

3) сборный ж/б каркас, перекрытия монолитные, с кирпичными наружными стенами.

Рис.3. Район А-10, г. Ижевск

Использование этих технологии позволяет:

- Уменьшить требуемую площадь для складирования сборных элементов;
- Упростить логистику;
- Позволит использовать панелевозы меньшей длины (что положительно скажется на состоянии дорог города);
- Использовать краны с меньшей грузоподъемностью;
- Уменьшить сроки строительства и зависимость от скорости производства завода-изготовителя.

Сейчас перед российскими строителями стоит задача обеспечить жильем в 30 м² на человека исходя из установок руководства страны и «Стратегии-2020» на период 2022-2026 гг. Подобную задачу без возрождения индустриального домостроения невозможно. Без сборного панельного домостроения ни одна страна в Европе, а теперь и в Азии не решает задачу массового жилищного строительства. Но тот факт что оно массовое и малобюджетное, не говорит о том, что эти дома должны быть серые и убогие с маленькими квартирами. При помощи сборных ж/б конструкций сложно создавать красивые дома, но возможно решить жилищный вопрос, и обеспечить население России доступным, качественным и современным жильем.

Но несмотря на свои плюсы и минусы, все виды домостроения доказали свое право на жизнь, и сравнивать их необходимо с учетом комплекса других факторов. И, тем не менее, на вопрос, можно ли сегодня говорить о наличии конкуренции между ними, ответ всегда будет положительным.

Литература

1. Журнал ЖБИ и конструкции 2011 № 03 (53). С. 14-19.

2. Информационный портал фирмы ООО "ЛБК" [Электронный ресурс]. – режим доступа: http://polistirolbeton.com/strblok30.php, (дата обращения 22.02.2014.)

3. Диамант М.И., Гилязидинова Н.В., Санталова Т.Н. Технология сборного и монолитного бетона и железобетона. Учебное пособие - Кемерово: КузГТУ, 2005.- 193 с.

4. Новостной интернет портал «Недвижимость в Минске» [Электронный ресурс]. – режим доступа: http://realt.onliner.by/2014/01/17/teplovizor (дата обращения 3.03.2014).

Ключевые слова: сборный железобетон, монолитный железобетон, сборно-монолитный железобетон, конструктивная схема, перспективы развития.

Keywords. reinforced concrete, monolithic concrete, precast-monolithic reinforced concrete, constructive scheme , development prospects.

Спиридонов Сергей Васильевич. Главный конструктор ООО «Институт «Удмуртгражданпроект» (beskit-i@mail.ru)

Сунцов Александр Сергеевич. Аспирант кафедры ПГС Ижевского государственного технического университета имени М.Т. Калашникова, (alexandrsun4009@gmail.com).

Для цитирования:

Спиридонов С.В. Концепция перехода конструктивной схемы от сборной к сборно-монолитной / С.В. Спиридонов, А.С. Сунцов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 37 – 40.

Citation:

Spiridonov S.V. Concept of transition from modular constructive scheme To Pre-cast / S.V. Spiridonov, A.S. Suntsov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 37 – 40.

УДК 725.573

К СТРОИТЕЛЬСТВУ ДЕТСКИХ ДОШКОЛЬНЫХ УЧРЕЖДЕНИЙ В СТЕСНЕННЫХ УСЛОВИЯХ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ УНИВЕРСАЛЬНОЙ ИНДУСТРИАЛЬНОЙ КАРКАСНОЙ СИСТЕМЫ СТРОИТЕЛЬСТВА УИКСС-ТАТАРСТАН.

К.А. Фабричная
Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КазГАСУ), г. Казань, Республика Татарстан, Россия.

Аннотация
В статье приведено описание современных планировочных решений детских дошкольных учреждений при использовании быстровозводимой каркасной системы УИКСС из сборного железобетона. Целью исследований является разработка типовых проектов, отвечающих актуальным планировочным и экономическим требованиям.

CONSTRUCTION OF KINDERGARTENS IN CRAMPED CONDITIONS USING A UNIVERSAL INDUSTRIAL CONSTRUCTION FRAMING SYSTEMS UIKSS-OF

Abstract
The article describes the modern planning decisions of kindergartens using pre-fabricated frame system UIKSS of precast concrete. The purpose of research is to develop modern typical projects in line with current planning and economic requirements.

Правительством России поставлена задача обеспечения к 2016 году всех детей от трех до семи лет местами в учреждениях дошкольного образования. Темпы строительства ДОО ниже по сравнению с коммерческой недвижимостью и это связано с недостаточным количеством современных типовых проектов, отвечающих актуальным планировочным и экономическим требованиям.

Существовавшие типовые проекты требуют значительной переработки, так как действующие отечественные нормы проектирования СП 118.13330.2012 «Общественные здания и сооружения» и СанПиН 2.4.1.2660-10 «Санитарно-эпидемиологические требования к устройству, содержанию и организации режима работы в дошкольных организациях» увеличили расчетные площади помещений на одно место, обязали предусматривать отдельные помещения для занятий физкультурой и танцами (в старых проектах одним залом), изменили требования к путям эвакуации и доступности для людей с ограниченными возможностями. В современных зданиях рекомендуется наличие бассейна и кружковых помещений. Площадь основных помещений: групповых, спален и залов должна составлять не менее 50 м^2 и 75 м^2 соответственно. Высота помещений в свету не менее 3 метров. Потолки помещений гладкие, в групповых и спальных не допускается устройство подвесных потолков. Требуется обеспечение большой площади световых проемов в основных помещениях.

В зарубежных проектах архитектура служит частью педагогического процесса [1]. Помимо множества площадок, которые предполагают самые разнообразные

варианты использования, есть и функциональные зоны – театр, ателье, комнаты для развития моторики и т.д. Такую сложную задачу можно решить только при возможности свободной планировки помещений. Проектировщики пытаются обеспечить слияние двух факторов – ландшафта и здания дошкольного образовательного комплекса за счет максимальной открытости на участки - большие площади остекления первых этажей. В проектах используются экологически чистые, энергоэффективные строительные материалы и энергосберегающие технологии. Экономическую эффективность использования площадей зданий увеличивают за счет сочетания в здании помещений различных направлений деятельности. В многофункциональных зданиях могут размещаться не только дошкольные образовательные комплексы, но также и другие учреждения, оказывающие различные образовательные или психологические услуги для детей и их родителей.

Одним из острейших вопросов проектирования ДОУ на данный момент является ограниченные (минимальные) площади отводимых под строительства земельных участков в крупных городах и увеличение количества требуемых мест при уплотнении существующей застройки. Также одной из глобальных проблем современного города является отсутствие или недостаточное количество зеленых насаждений, поэтому необходимы специальные решения, позволяющие создать зоны экологического комфорта, что особенно важно для здоровья и развития детей. Вариантами решения проблемы для стесненной застройки могут быть: использование зданий компактного очертания в плане с максимально разрешенной этажностью, максимально возможное озеленение территории и использование покрытий зданий для озеленения и размещения дополнительных площадок для игр и отдыха, применение вертикального озеленения фасадов.

Реализация всех вышеизложенных требований, как планировочных, так и технических и технологических в современном проекте ДОУ возможна при использовании каркасной несущей системы здания. Быстровозводимая система УИКСС, состоящая из двух основных элементов – колонн и плоских плит, образующих бескапительные безбалочные диски перекрытий, предназначена для строительства зданий и сооружений различного функционального назначения и этажности [2]. Все соединения элементов осуществляются с использованием высокотехнологичных и с низкой металлоемкостью штепсельных стыков, исключающих применение закладных деталей и производство сварочных работ при монтаже конструкций. Авторская методика расчета элементов и стыков системы, на основе теории сопротивления анизотропных материалов сжатию [3] позволила значительно снизить ее материалоемкость, по сравнению с существующими аналогами, а отсутствие монолитных и сварочных работ снизила трудоемкость и повысила скорость строительства. Предлагаемая несущая система близка по своему решению к известной системе «КУБ 2.5», но принципиально отличается новым решением узла сопряжения надколонных плит с колонной. Каркасная безригельная несущая система позволяет реализовать любую планировку помещений, без потери площадей, занимаемых, например, несущими кирпичными стенами или массивными перегородками, а так же легко обеспечивает необходимую для дошкольных учреждений высоту помещений, с гладкими потолками, не требующими

дополнительной отделки. Толщина плит перекрытий УИКСС составляет 160 мм и позволяет сократить, по сравнению с применением пустотных плит перекрытий, строительный объем здания до 0,06 $м^3/м^2$ на каждом этаже здания. Использование сборных железобетонных элементов обеспечивает требуемую огнестойкость несущих конструкций, соответствующих категориям зданий С1-СО.

В качестве примера использования системы УИКСС при проектировании ДОО предложены варианты планировки зданий детских садов на 60-240 мест. Использованная новая быстровозводимая каркасная несущая система из сборного железобетона позволила создать комфортное легко трансформируемое пространство с учетом всех требований современных нормативных документов. Планировка функциональными блоками создает технологическую структуру, в зависимости от необходимого количества мест. Разработано более 10 вариантов объемно-планировочных решений зданий различной вместимости и этажности. Минимальные размеры зданий в осях составляют 24х42 м, а максимальные 60х30 м. В проекте использована сетка колонн 6х6 м, сечением 30х30 мм. Элементами жесткости служат стены внутренних лестничных клеток. Высота этажа 3.3 метра. Подвальная часть решается в виде технического этажа, высотой 2,1 метра или служит только для прокладки инженерных коммуникаций при высоте 1,6 метров.

Типы и параметры планировочных блоков приведены в табл. 1.

Таблица 1.

Типы планировочных блоков

Тип блока	Размеры в осях, м	Площадь помещений, $м^2$	Этаж размещения	Ориентация окон по сторонам света, в градусах	Обозначение на плане
Групповой, на 20 мест	18х9	152 -	любой	от85до 275	
Залы для занятий	15х6	91,2	любой	любая	
Бассейн	18х9	131,6	первый	любая	
Медпункт	12(18)х6	76,5	первый	любая	
Кухня	18(24)х12	203,5	первый	любая	

Планировочные решения, предлагаемые для численности до 120 мест, предполагают использование здания с минимальными размерами, этажностью 2 или 3 этажа, план первого этажа приведен на рис. 1. Минимальная планировочная конфигурация - двухэтажное здание - состоит из: 3 групповых блоков по 20 человек, кухонного блока, медблока, административных помещений, залов для музыкальных и спортивных занятий, размещенных на втором этаже, рис. 2.

Рис. 1. Вариант планировки первого этажа

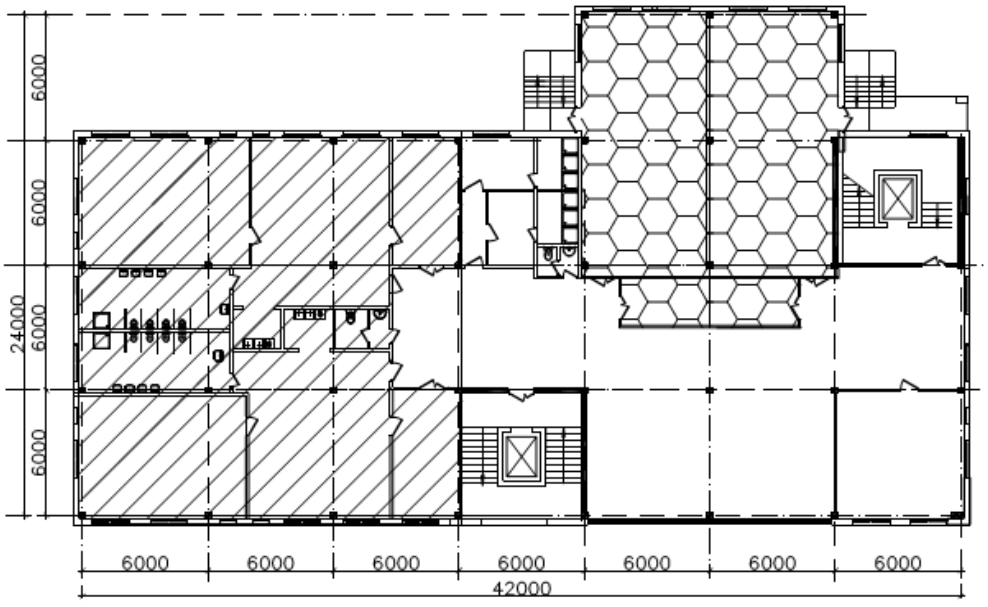


Рис. 2. Вариант планировки второго этажа

Площадь покрытия – 758,6 м^2 может быть использована для озеленения – 326,7 м^2 и для игровых площадок 108,6 м^2 и 3х87,3 м^2 (рис.3). Безопасность обеспечивается установкой сетчатого ограждения высотой 2,0 м, которое можно использовать как основу для вертикального озеленения.

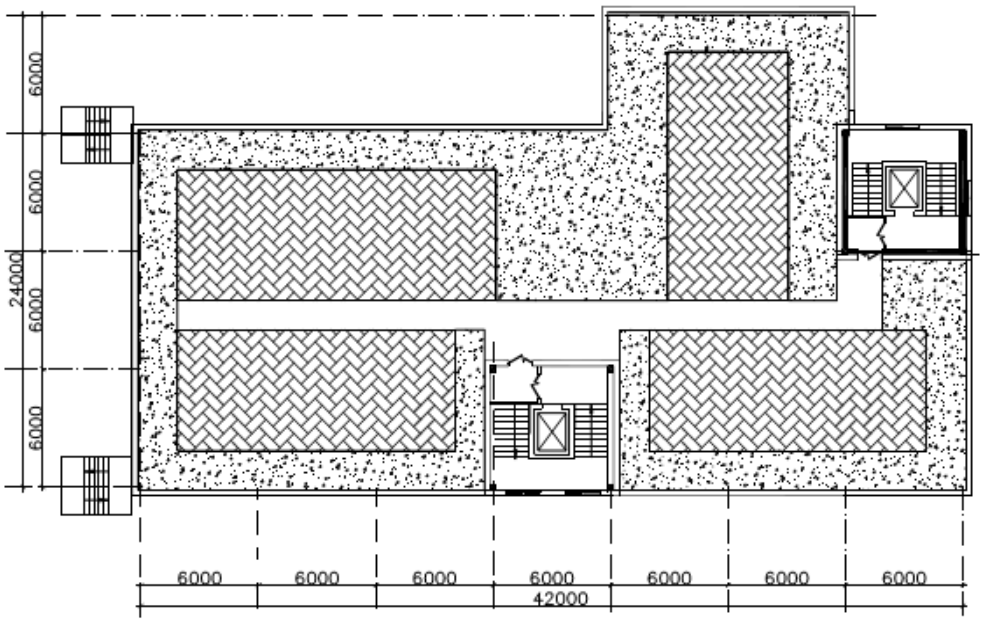


Рис. 3. Вариант использования покрытия

При требуемом количестве мест до 280 предлагается здание, размером 60х24(30) м, с этажностью 2 или 3 этажа, предназначенное для условий нормальной и стесненной застройки. План первого этажа приведен на рис.4. Площадь покрытия общая – 1096 м^2 может быть использована полностью или частично для озеленения и устройства игровых площадок, один из возможных вариантов использования предложен на рис.5 – площадь покрытия 646м^2, из них озеленение – 326,7 м^2 и игровые площадки 4х87,3 м^2 соответственно.

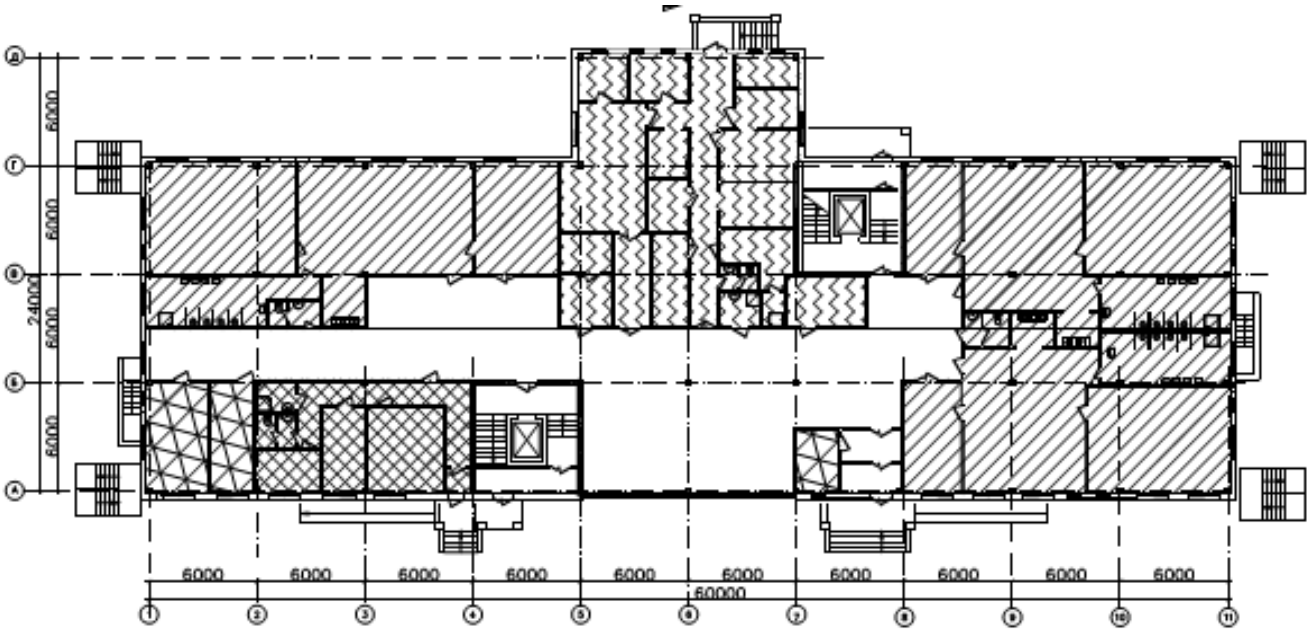


Рис. 4. Вариант планировки первого этажа

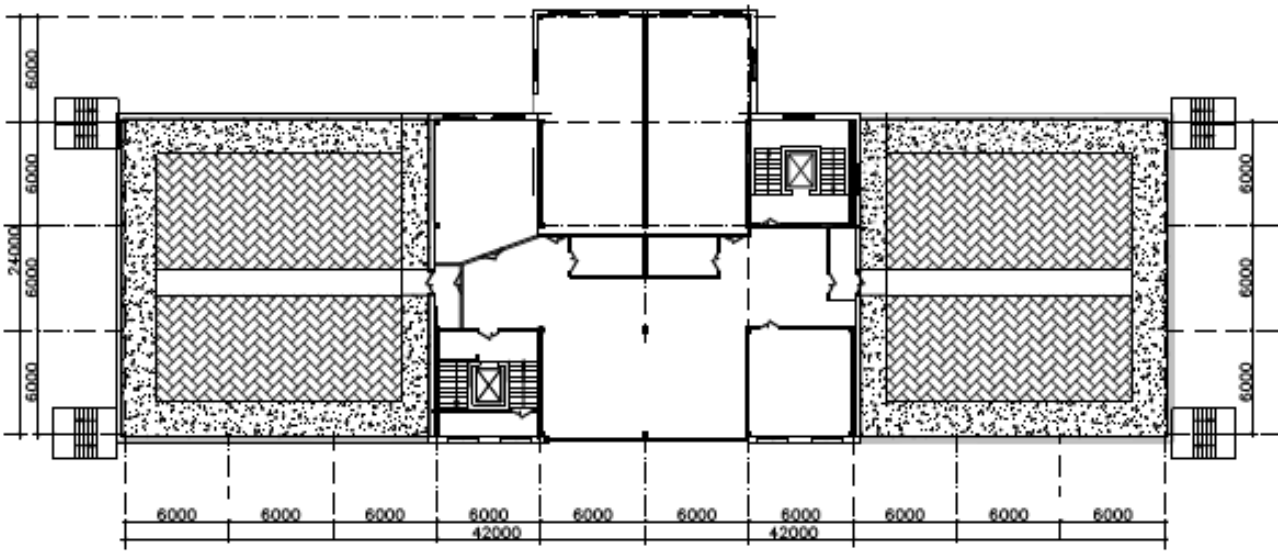


Рис. 5. Вариант использования покрытия

При необходимости к предложенным вариантам добавляются в плане этажей или по высоте групповые блоки до максимально возможных размеров здания.

Штепсельный узел стыков колонн системы УИКСС позволяет при необходимости увеличения количества мест в ДОО наращивать этажность существующего здания (модернизировать) от одного до трех этажей.

Рассматривается два основных варианта ограждающих конструкций: панели из ячеистого или тяжелого бетонов и заполнение из крупных штучных элементов - газобетонных или керамических крупноформатных блоков. Состав конструкций может решаться с применением эффективного утеплителя или однослойным.

Используемые в проекте несущие и ограждающие конструкции позволяют, в зависимости от градостроительных требований, реализовать разнообразные архитектурные решения фасадов, основные варианты которых: с применением облицовочного кирпича; использованием декоративной штукатурки и окраски; с применением вентилируемого фасада. Дополнительную выразительность фасадам по требованию заказчика можно придать за счет выступов плит перекрытий (балконов и эркеров) любой формы.

Использование несущей каркасной системы в предлагаемых проектах обеспечивает не только свободную планировку помещений, но и позволяет получить до 40 м^2 дополнительной площади, по сравнению с несущими стенами из кирпича на каждом этаже здания при равной площади застройки.

Предлагаемые проектные решения направлены на снижение себестоимости строительства за счет уменьшения сроков возведения объектов и высокой технологичности по обеспечению совместной работы элементов системы, уменьшения их номенклатуры, простоты изготовления, снижения металлоемкости и трудоемкости при изготовлении конструкций.

Конструкционную безопасность и эксплуатационную пригодность несущей системы и ее элементов, а также прочность ограждающих конструкций можно

оценить по методикам расчета, созданным на основе теории силового сопротивления сжатию, опубликованным в работе [3].

Литература

1. Мурашова, А.Ю. Зарубежный опыт проектирования детских дошкольных учреждений / А.Ю. Мурашова - «Архитектон: известия вузов» № 38 - Приложение Июль 2012 [Электронный ресурс] archvuz.ru. – Режим доступа: http://archvuz.ru/2012_22/5

2. Универсальная индустриальная каркасная система строительства – Татарстан/ Соколов Б.С. – Пат. 141473 РФ, МПК Е04В. Опубл. 10.06.2014. – [Электронный ресурс] Банк патентов. – Режим доступа: http://bankpatentov.ru/node/597203 Казань 2013-20 с.

3. Соколов, Б.С. Теория силового сопротивления анизотропных материалов сжатию и ее практическое применение [Текст] / Б.С. Соколов. – М: Изд-во АСВ, 2011. – 160 с.

Ключевые слова: детские дошкольные учреждения, планировочные решения, сборный безбалочный каркас, железобетон.

Key words: kindergartens, planning solutions, prefabricated beamless frame, reinforced concrete.

К.А. Фабричная – кандидат технических наук, старший преподаватель, Казанский государственный архитектурно–строительный университет (КазГАСУ)

K.A. Fabrichnaya - candidat of technical science, senior lecturer, Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)

Для цитирования:

Фабричная К.А. К строительству детских дошкольных учреждений в стесненных условиях с использованием универсальной индустриальной каркасной системы строительства УИКСС-ТАТАРСТАН / К.А. Фабричная // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 41 – 47.

Citation:

K.A. Fabrichnaya / Fabrichnaya K.A. Construction of kindergartens in cramped conditions using a universal industrial construction framing systems UIKSS-OF // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 41 – 47.

УДК 628.87

ОЦЕНКА ТЕПЛОУСТОЙЧИВОСТИ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ

А.П. Хинканин, Л.А. Хинканин
ФГБОУ ВПО «Поволжский государственный технологический университет»,
г. Йошкар-Ола, Россия

Аннотация
Приведены некоторые результаты исследования нестационарной теплопередачи в стенах под воздействием солнечной радиации.

EVALUATE THE THERMAL STABILITY WALL OF THE BUILDINGS

Abstract
Some results of the study of non-stationary heat transfer in the walls under the influence of solar radiation.

Рассматривая проблему выбора конструктивного решения наружных стен, как правило, говорят о зимнем периоде их эксплуатации. Повышение энергетической эффективности зданий также традиционно связывают с холодным периодом года. В тоже время летний период, может существенно повлиять на суммарный объем потребляемой энергии. В настоящее время кондиционирование помещений в летний период стало широко распространенным способом нормализации температуры в помещениях. Нам кажется, что влиянию совместного воздействия высоких температур наружного воздуха и солнечной радиации на ограждающие конструкции уделяется не достаточно внимания. Согласно СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий» теплопоступления в здание от солнечной радиации предлагается учитывать при разработке энергетического паспорта здания в зимний период эксплуатации. В летний период года эти теплопоступления предлагается учитывать в районах со среднемесячной температурой июля +21^{o}C и выше. В соответствии с этими нормами для большинства регионов средней полосы Росси проблема перегрева помещений в теплый период эксплуатации не актуальна. Только в Волгоградской и Саратовской областях температуры июля превышают критические значения, обозначенные в СП. Одновременно с этим мы наблюдаем существенный рост потребления электроэнергии на кондиционирование жилых и общественных зданий. Так, в Йошкар-Оле ежегодно наблюдается от 1 до 3 недель в течении которых температура наружного воздуха поднимается выше +25^{o}C. Как правило, этот период сопровождается безоблачной или малооблачной погодой. В эти дни существенно увеличивается тепловая нагрузка на ограждающие конструкции. Нам представляется интересным исследовать процесс теплопередачи современных стен в этих условиях. Объектами исследования стали слоистые стены с применением наиболее распространенных материалов по типовым техническим решениям [1, 2]. Такие конструктивные схемы стен широко применяются при строительстве гражданских зданий в Республике Мари Эл. Нами были рассмотрены десять конструктивных схем ограждающих конструкций, часть из которых представлена на рис. 1.

В конструкциях стен типа 1 и типа 2 применены блоки из ячеистого бетона плотностью 450 кг/м^3 и коэффициентом теплопроводности λ(Б) = 0,141 Вт/м^{o}С, производства Bikton, ООО «Волжский завод строительных материалов» Республики Марий Эл.

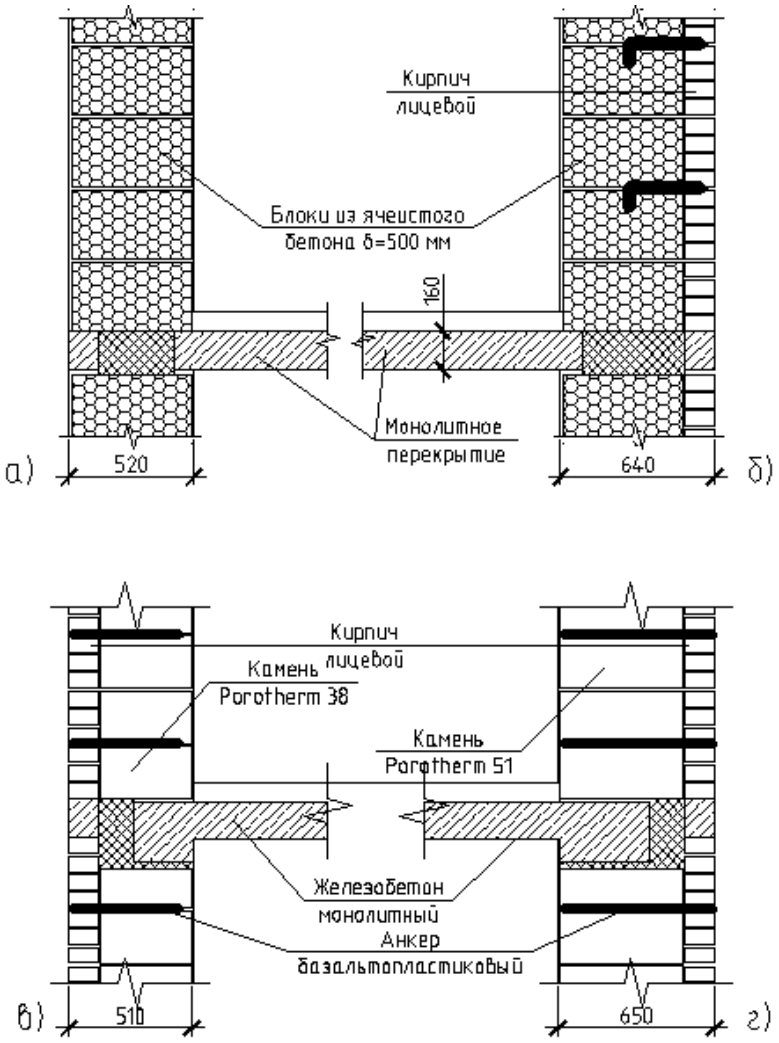


Рис. 1. Технические решения стен, рассмотренных в процессе исследования.

а) Стена из ячеисто-бетонных блоков без облицовки и с поэтажным опиранием на монолитные железобетонные перекрытия (стена тип 1);

б) Стена из ячеисто-бетонных блоков с облицовкой лицевым кирпичом и с поэтажным опиранием на монолитные железобетонные перекрытия (стена тип 2);

в) Стена толщиной 510 мм из камней POROTHERM 38с облицовочным слоем в 1/2 кирпича и с поэтажным опиранием на монолитные железобетонные перекрытия (стена тип 3);

г) Стена толщиной 650мм из камней POROTHERM 51 с облицовочным слоем в 1/2 кирпича и с поэтажным опиранием на монолитные железобетонные перекрытия (стена тип 4).

В конструкциях стен типа 3 и 4 применены керамические поризованные блоки Porotherm, производимого в Высокогорском районе Республике Татарстан.

Коэффициент теплопроводности этой керамики λ(Б) = 0,16 Вт/м^{o}С. Основные теплотехнические данные по исследованным типам ограждений приведены в табл.1.

Ранее [3], рассматривая процесс воздействия солнечной радиации на ограждающие конструкции, была проведена численная оценка интенсивности этого воздействии. Показано изменение плотности тепловых потоков и температур на

наружных поверхностях различным образом ориентированных ограждений в течение суток. Так, для стен, ориентированных на юго-запад, коэффициент поглощения которых принят равным 0,6 (характерен для бетонов и силикатного кирпича), температура их наружной поверхности повышается к 15 часам дня и понижается до минимальны значений к трем часам утра. В связи с этим при исследовании процессов нестационарного теплообмена нами были введены следующие допущения:

1. Температура на наружной поверхности стены изменяется гармонично с амплитудой 12°С по закону $\tau_{нар}$= 25+12×sin(2×π×t/86400+10800), где t время, с;

2. В начальный момент исследования температура на наружной поверхности стены ($\tau_{нар}^{o}$) равнялась + 13°С.

3. Температура воздуха в помещении $T_{вн}$ (на расстоянии 900 мм от поверхности стены) поддерживается системой кондиционирования на уровне +20°С.

4. Период с устойчивыми высокими температурами наружного воздуха принят равным пяти суткам. Начиная с трех часов утра первых суток.

Таблица 1

Теплотехнические параметры стен (участки без проемов)

Тип стены	Rпр, °С×м²/Вт	r	D	Тип стены	Rпр, °С×м²/Вт	r	D
1	3,17	0,903	8,3	3	2,23	0,795	13,14
2	2,80	0,77	9,8	4	2,40	0,670	17,16

В дальнейшем происходит перенос теплоты в горизонтальной и вертикальной плоскости ограждения, обусловленный разностью температур на его наружной и внутренней поверхности. В тоже время происходит теплообмен между внутренней поверхностью стены и воздухом внутри помещения. Перенос теплоты в вертикальной плоскости стен (обусловленный наличием теплотехнических неоднородностей и различной теплоемкостью отдельных конструктивных слоев) искажает достаточно простую картину теплопереноса от наружной к внутренней поверхности стены. Так, на рис. 2а показано изменение температур на внутренней поверхности стены 1-го типа на высотах 1,5 м от пола и 2,5 м (под потолком) в течении пяти суток (120 часов). Максимальное отличие значений температуры на уровне пола от температуры под потолком временами не превышает 0,2°С. При этом в начальный момент времени температура пола ниже температуры потолка, а конечный момент времени ситуация изменяется с точностью до наоборот. Максимальный прирост температуры на внутренней поверхности стены наблюдается вблизи ее середины по высоте. Железобетонные перекрытия, имея большую теплопроводность, определяют более интенсивный перенос тепла в обеих плоскостях (рис. 2 б). Наружная облицовка ячеисто-бетонной стены кирпичом приводит к росту температур и тепловых потоков (рис. 3), что объясняется возросшей теплоемкостью наружной части стены. В тоже время амплитуда колебаний выражена менее ярко.

В ходе исследования было определено время запаздывания экстремумов изменения температур и потоков теплоты, формирующихся на внутренней поверхности стен от колебаний этих параметров на наружной их поверхности (табл.

2). Как следует из данных исследования (табл. 3) максимум температур на внутренней поверхности стен наблюдается посередине их высоты. При этом стена из ячеистобетонных блоков облицованная кирпичом (тип 2) показала наибольший абсолютный и суточный прирост температур. Что объясняется наличием «тонкого» теплоаккумулирующего слоя с наружной стороны стены – кирпичной облицовки. Наиболее массивная стена (тип 4) показала наименьший абсолютный и суточный прирост температур.

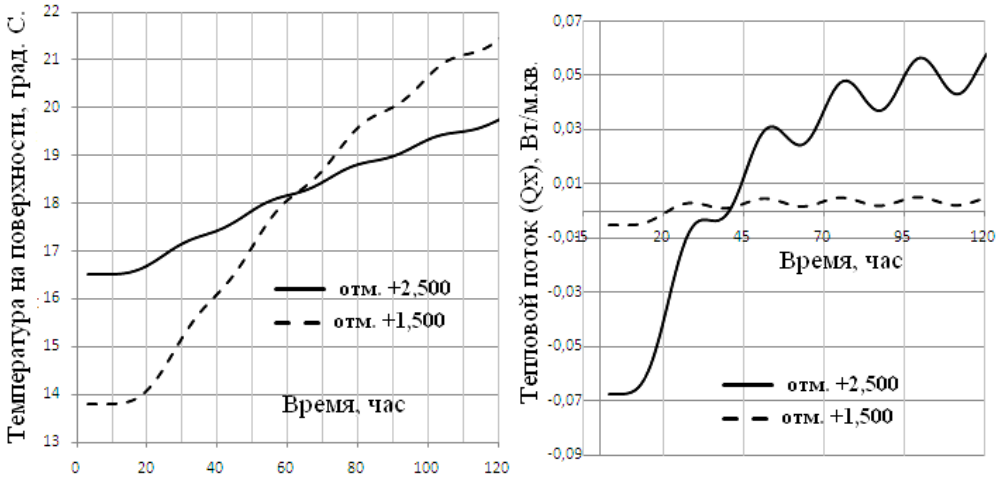


Рис. 2. Изменение температуры и плотности тепловых потоков на внутренней поверхности стены (тип 1) на высоте 1500 и 2500 мм от уровня пола.

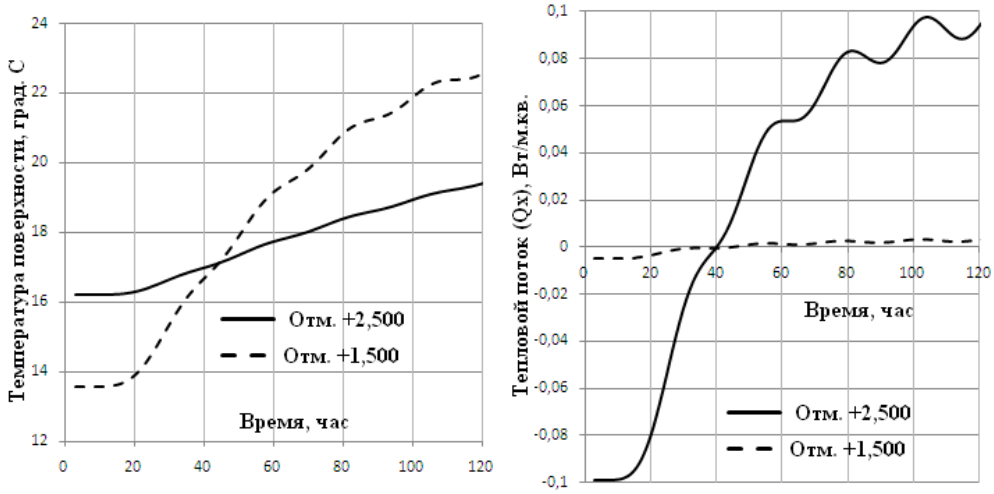


Рис. 3. Изменение температуры и плотности тепловых потоков на внутренней поверхности стены (тип 2) на высоте 1500 и 2500 мм от уровня пола.

Таблица 2

Запаздывание во времени экстремумов значений температур и тепловых потоков на внутренней поверхности стен от экстремумов на наружной поверхности (отм. +1,500)

Сутки	Сдвиг во времени max и min значений температур и тепловых потоков							
	Стена тип 1		Стена тип 2		Стена тип 3		Стена тип 4	
	min	max	min	max	min	max	min	max
1	0	18	0	18	2	12	3	15
2	7	15	11	18	8	13	12	15
3	11	14	12	17	9	12	14	14
4	12	14	15	17	10	12	12	15
5	13	12	16	16	10	12	12	15

Таблица 3

Возрастание температуры на наружной поверхности стены

Отметка по высоте	Прирост температур: абсолютный (РА) и суточный (РС)							
	Стена тип 1		Стена тип 2		Стена тип 3		Стена тип 4	
	РА	РС	РА	РС	РА	РС	РА	РС
0	3,52	0,70	3,87	0,77	3,25	0,65	2,28	0,46
1,500	8,05	1,61	9,74	1,95	6,71	0,92	4,59	0,92
2,500	3,34	0,67	3,71	0,74	3,13	0,63	2,51	0,50

Результаты численного моделирования воздействия нестационарных тепловых потоков на некоторые типы современных ограждающих конструкций позволяют говорить о том, что:

1. Недопустимо пренебрегать влиянием солнечной радиации на формирование параметров микроклимата в помещениях зданий. Показана необходимость учета затрат на климатизацию помещений в летний период.

2. Облицовка стен, выполненных из легких бетонов, теплоемкими материалами снижает их теплоустойчивость.

Литература

1. Рекомендации по применению крупноформатных поризованных камней Porotherm для возведения несущих стен жилых, общественных и промышленных зданий – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2012. – 103 с.

2. Строительная система Биктон. Альбом конструктивных решений. Ограждающие стеновые конструкции из ячеистых бетонных блоков. – Казань: ОАО Казанский промстройпроект, 2010. – 49 с.

3. Хинканин А. П., Хинканин Л. А. Энергоэффективность зданий в летний период эксплуатации. Труды ПГТУ, «Серия Технологическая» Вып. 2. – Йошкар-Ола: Волгатех, 2014. С. 283 - 288.

Ключевые слова: температура воздуха, температура поверхности ограждающих конструкций, количество теплоты.

Keywords: air temperature, surface temperature of the building envelope, the amount of heat.

Хинканин Александр Павлович, Хинканин Леонид Александрович. ФГБОУ ВПО «Поволжский государственный технологический университет», г. Йошкар-Ола, Россия

Hinkanin Alexander Pavlovich, Hinkanin Leonid Aleksandrovich, Volga State University of Technology, Yoshkar-Ola, Russia

Для цитирования:

Хинканин А.П. Оценка теплоустойчивости ограждающих конструкций зданий / А.П. Хинканин, Л.А. Хинканин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 48 – 52.

Citation:

Hinkanin A.P. Evaluate the thermal stability wall of the buildings / A.P. Hinkanin, L.A. Hinkanin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. - P. 48 – 52.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

УДК 624.014.2

ВЛИЯНИЕ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ НА ПАРАМЕТРЫ УЗЛОВ СОЕДИНЕНИЙ СТАЛЬНЫХ КАРКАСОВ

В.С. Агафонкин, Л.А. Исаева
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, Казань, Россия

Аннотация

Рассмотрены гибкие (полужесткие) узловые соединения ригелей стальных каркасов с колоннами и балок настила с ригелями, осуществляемые через вертикальное ребро прикрепления. Установлена возможность возникновения пластических деформаций на ограниченной длине ребра при повороте балки на опоре при изгибе в плоскости действия момента. Разработана методика оценки прочности полужестких узлов с учетом ограниченных пластических деформаций. Выполнено исследование параметров вертикального ребра, обеспечивающих необходимый поворот опорного сечения в зависимости от устанавливаемой предельной пластической деформации в крайнем волокне сечения.

EFFECT OF PLASTIC DEFORMATION ON PARAMETERS JOINTS FOR STEEL FRAME

Abstract

Considered flexible (semi-rigid) nodal connection crossbars steel frames with columns and beams of the deck with crossbars steel frames made through the vertical edge of the attachment. The possibility of the occurrence of plastic deformation in a limited length of the ribs when you turn on the support beams under bending in the plane of action of the moment. Developed a method for assessing the strength of semi-rigid nodes, given the limited plastic deformation. The research of the parameters of the vertical ribs that provide the necessary rotation of the reference section, depending on the limit set by the plastic deformation in the extreme fiber of the cross section.

В практике проектирования стальных каркасных зданий применяются каркасы с гибким (полужестким) прикреплением ригелей к колоннам, допускающим образование пластических деформаций в элементах узлового соединения (рис. 1). Такое прикрепление используется также для крепления балок настила к главным балкам в перекрытиях каркасных зданий. Надежность и эффективность таких каркасов может быть обеспечена уточнением методик расчета с учетом особенностей пластической работы элементов узловых соединений.

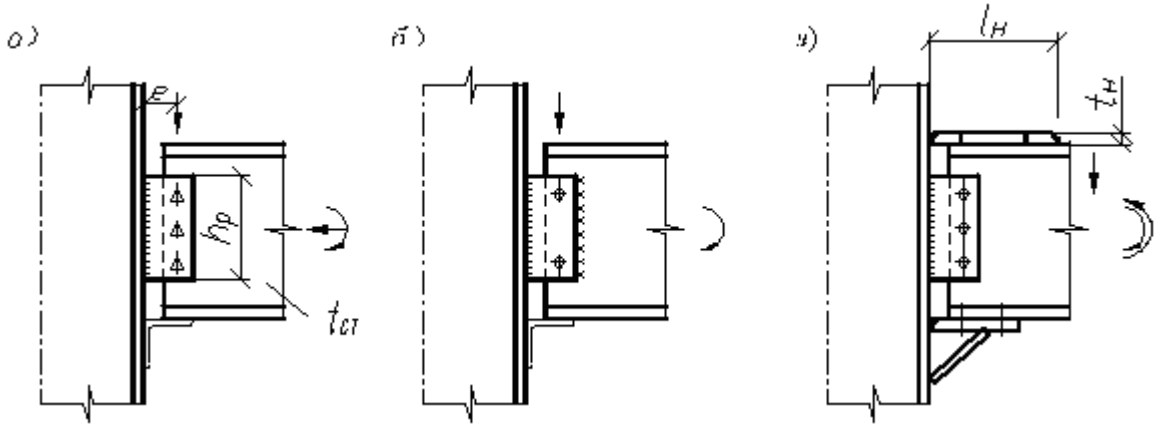


Рис.1. Гибкое (полужесткое) прикрепление ригеля к колонне

Полужесткое соединение элементов в каркасах также возникает вследствие неправильно реализованных предусмотренных проектом шарнирных узлов. Например, при установке балок (ригелей) к ребрам на болтах встречается отклонение от проекта и выполнение этого узла на сварке. Обследование стальных каркасов промышленных и гражданских зданий показало, что нередко балочные и рамные конструкции возводятся с дефектами, возникающими как при изготовлении, так и при монтаже и последующей эксплуатации. Основными дефектами опорных узлов являются: несовпадение отверстий, несовпадение плоскостей стыкуемых элементов, отсутствие болтов, вследствие чего соединение осуществляется на сварке (рис.2). Такое соединение становится полужестким, и требуется расчета с учетом развития пластических деформаций. При этом шарнирная расчетная схема балки изменяется на схему с полужестким соединением на опорах.

В работе рассматриваются гибкие (полужесткие) узловые соединения ригелей к колоннам и балок настила к ригелям, осуществляемые через вертикальное ребро (рис. 1,а). В практике проектирования такие узлы рассматриваются как шарнирные, хотя в действительности в данных узлах реализуется полужесткое соединение.

В результате поворота балки на опоре при изгибе вертикального ребра в плоскости действия момента на ограниченной длине в нем возникают пластические деформации.

Рис. 2. Полужесткое соединение ригеля с колонной

Для учета полужесткого закрепления балки на опоре предлагается расчетная схема в виде шарнирно опёртой балки, загруженной в пролете вертикальной нагрузкой и моментом на опорах (рис. 3). В качестве основных предпосылок использованы закон плоских сечений и диаграмма зависимости напряжений и деформаций для идеального упруго-пластического материала. Эпюра напряжений характеризует проработку и развитие пластических деформаций с наличием упругого ядра. Развитие пластических деформаций определяется установленной их величиной в крайнем волокне сечения (рис. 4). Величина этих деформаций может быть установлена в соответствии с требованиями норм или по другим условиям.

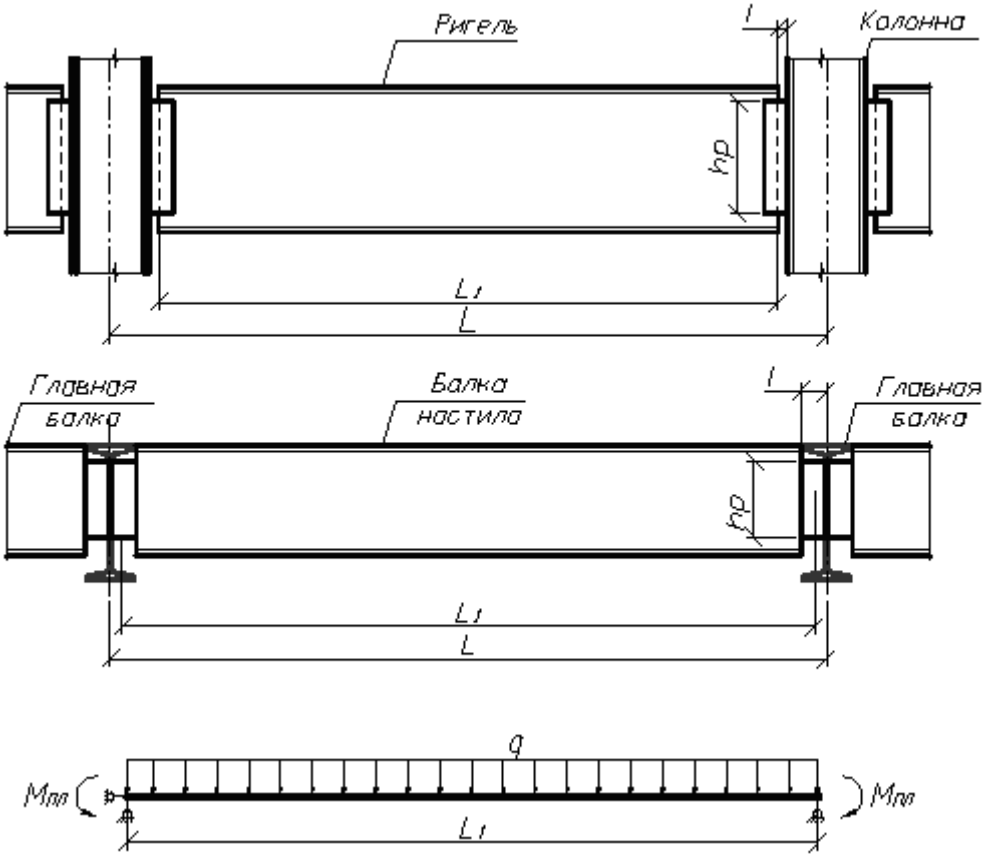


Рис. 3. Конструктивная схема ригеля (а) и балки настила (б), расчетная схема (в)

Математически закон плоских сечений выражается формулой

$$\varepsilon = A \cdot y, \qquad (1)$$

где $A = 1/\rho$ - постоянная величина; ρ- радиус кривизны; ε- продольное удлинение;

y - расстояние от рассматриваемого волокна до нейтральной оси сечения балки.

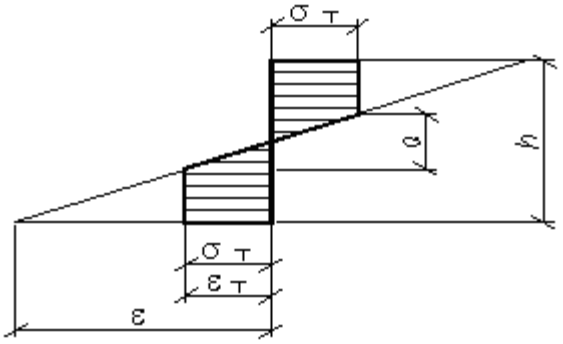


Рис.4. Эпюра напряжений и деформаций в опорном ребре балки

Задачей настоящей работы является определение параметров вертикального ребра, обеспечивающих необходимый поворот опорного сечения с учетом развития упруго-пластических деформаций. Параметры вертикального ребра исследуются в зависимости от устанавливаемой предельной пластической деформации в крайнем волокне сечения. Расчет выполняется с учетом развития пластических деформаций

по сечению при $\bar{\varepsilon}=3$, $\bar{\varepsilon}=10$, $\bar{\varepsilon}=30$ в крайних волокнах опорного ребра. Здесь $\bar{\varepsilon}$ - относительная пластическая деформация.

Схема деформирования шарнирно опертой балки при угле поворота α показана на рис. 5, при этом деформированное состояние опорного ребра может быть представлено схемой на рис. 6.

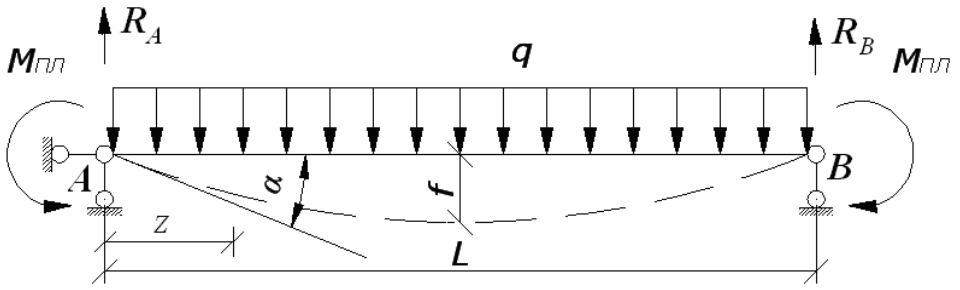


Рис. 5. Схема деформирования шарнирно опертой балки, при угле поворота на опоре α.

Из рисунка 5 следует, что угол поворота α, есть не что иное, как первая производная от прогиба балки *f*.

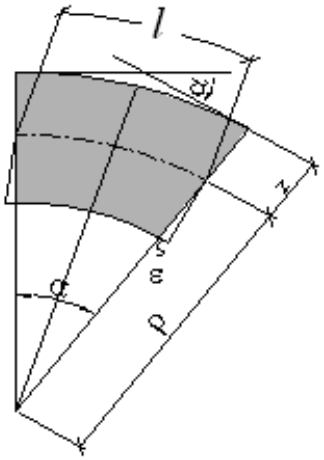


Рис. 6. Схема деформирования опорного ребра, при угле поворота сечения α.

Необходимо определить длину ребра *l*, обеспечивающую проработку пластических деформаций из условия установленной величины $\bar{\varepsilon}$.

Как видно из рис. 6 параметр *l* связан с углом поворота сечения α.

Получена методика определения параметра *l*, согласно которой сначала выполняется подбор сечения ригеля, исходя из расчетной схемы (рис. 5).

Далее записывается уравнение равновесия для точки А, и определяются опорные реакции R_A и R_B:

$$\sum M_A = M_{пл} + R_B \cdot L - q \cdot \frac{L^2}{2} - M_{пл} = 0 \qquad (2)$$

Записывается дифференциальное уравнение изгиба балки, для сечения на расстоянии z от опоры А:

$$EI_X y''(z) = M_X(z) = R_A \cdot z - \frac{q \cdot z^2}{2} - M_{пл}. \qquad (3)$$

Известно, что если уравнение (3) проинтегрировать один раз по z, то получим выражение для угла поворота

$$E \cdot I_X \cdot y'(z) = \frac{R_A \cdot z^2}{2} - \frac{q \cdot z^3}{6} - M_{пл} \cdot z + C; \quad (4)$$

если проинтегрировать дважды по z, то получим выражение для прогиба:

$$E \cdot I_X \cdot y(z) = \frac{R_A \cdot z^3}{6} - \frac{q \cdot z^4}{24} - \frac{M_{пл} \cdot z^2}{2} + C \cdot z + D. \quad (5)$$

В уравнении (4), неизвестна только константа интегрирования С. Для её определения, обратимся к уравнению (5). Из этого уравнения, при z=0, получим $D = 0$, а при $z=L$ – определим значение неизвестной константы С.

Из (4), при z=0, получим $y' = \alpha$ - искомый угол поворота

$$\alpha = \frac{0-0-0+C}{EI_X}, рад \quad (6)$$

Теперь, зная α с помощью закона плоских сечений, описываемого формулой (1) и рисунка 6 определим параметр *l*

$$l = \alpha \cdot \rho \ , \quad (7)$$

где $$\rho = \frac{y}{\varepsilon}, \quad (8)$$

а $$y = \frac{h_p}{2}. \quad (9)$$

Значения параметра *l* определены по формуле (7) с учетом ограничения величины пластических деформаций. Зависимость между параметром *l* и высотой опорного ребра *h* для случаев ограничения величины пластических деформаций для малоуглеродистой стали ε=0,3%($\bar{\varepsilon} = 3$); ε=1%($\bar{\varepsilon} = 10$) и ε=3% ($\bar{\varepsilon} = 30$) показана на рис. 7.

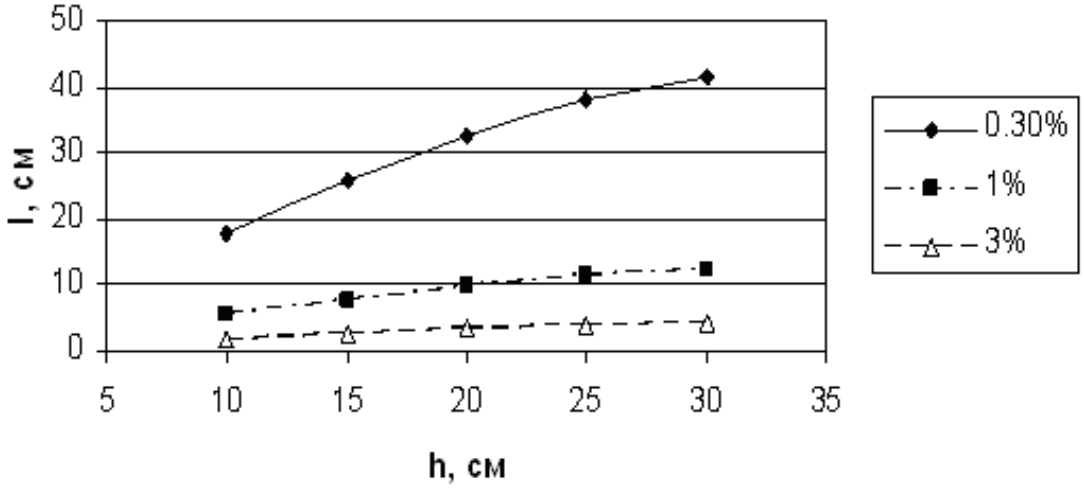


Рис. 7. Зависимость параметра *l* от высоты ребра *h*, при пролете *L*=7,5м и нагрузке *q*=45,7кН/м, с поперечным сечением балки 40Ш1

Для обеспечения надежности полужесткого соединения разработана методика определения длины ребра крепления, обеспечивающей необходимый поворот сечения при заданных пластических деформациях.

Список литературы

1. Рекомендации по расчету стальных конструкций на прочность по критерию ограниченных пластических деформаций. – М.: Госстрой СССР, ЦНИИПроектстальконструкция им. Н.П.Мельникова, 1985. – 48с.

2. Балдин В.А. Об учете пластических деформаций при неравномерном распределении напряжений по сечению. // Строительная механика и расчет сооружений, 1977, № 1, с. 2 9-31.

Ключевые слова: стальные каркасы; гибкие (полужесткие) узловые соединения; вертикальное ребра прикрепления, ограниченные пластические деформации; параметры узла прикрепления.

Keywords: steel frames; flexible (semi-rigid) nodal connection; vertical attachment, limited plastic deformation; Parameters node attachment.

Агафонкин В.С., канд. техн. наук, доцент Казанского государственного архитектурно-строительного университета; служ. адрес: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1; e-mail: agafonkin@kgasu.ru.

Исаева Л.А., канд. техн. наук, доцент Казанского государственного архитектурно-строительного университета; служ. адрес: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1; e-mail: isaeva.5353@mail.ru.

Для цитирования:

Агафонкин В.С. Влияние пластических деформаций на параметры узлов соединений стальных каркасов / В.С. Агафонкин, Л.А. Исаева // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 54 – 59.

Citation:

Agafonkin V.S. Effect of plastic deformation on parameters joints for steel frame / V.S. Agafonkin, L.A.Isaeva // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 54 - 59.

УДК 624.011.2

РАБОТА ТОНКОСТЕННОЙ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННОЙ ДВУТАВРОВОЙ БАЛКИ С РЕБРАМИ ЖЕСТКОСТИ В ВИДЕ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ГОФРОВ

А.А. Актуганов

ФГБОУ ВПО Чебоксарский политехнический институт (филиал) «Московский государственный машиностроительный университет (МАМИ)», г. Чебоксары, Россия

А.Н. Актуганов, О.А. Актуганов

ФГБОУ ВПО «Поволжский государственный технологический университет», г. Йошкар-Ола, Россия

Аннотация.

Рассматривается работа новой металлодеревянной двутавровой тонкостенной балки, пояса которой выполнены из деревянных брусьев цельного сечения, а стенка из тонкостенной оцинкованной стали. Приводятся данные о действительной работе тонкостенных

металлодеревянных балок с выштампованными ортогональными ребрами жесткости в виде квадрата. В статье приведены результаты испытаний данных балок на натурных образцах и их напряженно-деформированное состояние.

OPERATION OF THIN-WALLED METALLWOODEN I-BEAMS WITH STIFFENERS IN A RECTANGULAR KILTING

Abstract.

Examines the work of the new thin-walled metallwooden I-beams, belts are made of solid wood joists sectional and the wall of a thin-walled galvanized steel. The data on the real work of thin-walled metallwooden beams with stamped orthogonal ribs in the form of a square. The article presents the results of tests on full-scale beams data samples and their stress-strain state.

В современной практике строительства наибольшее применение нашли дощатоклееные двутавровые балки пролетом до 24 м. Несмотря на высокую технологичность таких балок, их применение сдерживается значительным расходом древесины. Поэтому в целях уменьшения расхода материала предложена новая тонкостенная металлодеревянная двутавровая балка, в которой пояса выполняются из цельной или клееной древесины, а стенка – из тонкой оцинкованной стали [1, 2]. В целях обеспечения местной устойчивости стенки на ней выштампованы вертикальные прямоугольные гофры с поочередной ориентацией влево и вправо относительно ее плоскости (рис. 1). Для крепления стенки балки к поясам в последних выполнены продольные пропилы и квадратные углубления, заполняемые эпоксидным клеем, в которые устанавливаются продольные кромки стенки и квадратные нагеля.

Для экспериментальных исследований (НДС) изготовлен опытный образец балки пролетом 3 м. Высота балки определялена из условия жесткости, размеры поясов – из условия прочности, а толщина стенки – по принятой гибкости $\lambda = 400$. Пояса балки изготовлены из деревянных брусьев сечением 100×40 мм, а стенка – из тонколистовой оцинкованной стали толщиной 0,7 мм, шириной 300 мм. Пояса имеют продольный пропил шириной 2 мм, глубиной 20 мм и квадратные углубления диаметром 42 мм, в которые устанавливаются продольные кромки стенки. Соединение пояса со стенкой выполняется на эпоксидном клею. На стенке балки выштампованы квадратные гофры радиусом $h = 20$ мм, разделяющие её на 12 отсеков шагом 310 мм. В опорной части выштампован дополнительный гофр на расстоянии 140 мм от опорного ребра. Гофрирование ребер жесткости выполнено в поперечном направлении с поочередной ориентацией влево и вправо относительно оси стенки.

Опорное ребро устанавливается в торцах балки и соединяется с поясами при помощи нагелей. На балку прикладывается сосредоточенная нагрузка на 1/3 пролета. Испытания балки проводились на специальной экспериментальной установке (рис. 2). Этапы нагружения составляют $F = 2000$ Н, время выдержки нагрузки – 10 мин. Напряжения в поясах балки определяются по показаниям тензодатчиков, наклеенных на полки и подключенных к цифровой тензостанции АИД-4. Прогиб балки определяется в середине балки прогибомером дистанционного типа.

Численное исследование напряженно-деформированного состояния (НДС) балки выполнено для балки аналогичной экспериментальной. Расчетная схема балки представляет собой конечно-элементную модель. Построение модели проведено в трехмерном пространстве oXYZ в масштабе 1:1. Для моделирования стальной стенки и полуцилиндрических гофр радиусом R = 20 мм использованы плоские четырехузловые прямоугольные конечные элементы (КЭ–41). Для моделирования поясов и опорных ребер из древесины использованы объёмные восьмиузловые изопараметрические конечные элементы (КЭ–36). Расчет выполнен в программном комплексе Structure CAD 11.1.

Для определения сдвига стенки относительно поясов в четырех крайних отсеках установлены индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм.

Результаты численных и экспериментальных испытаний, и теоретических расчетов приведены на рис. 3 - 5.

Аналитический расчет поясов выполнен на продольные усилия, возникающие от действия изгибающего момента для однопролетных балок, и на опорные моменты, возникающие над гофрами [3].

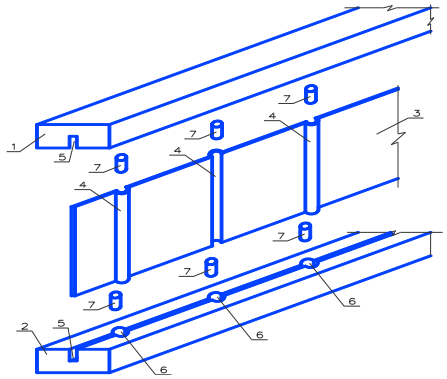


Рис. 1. Конструкция металлодеревянной двутавровой балки: 1 – верхний пояс; 2 – нижний пояс; 3 – стальная стенка; 4 – гофры полуцилиндрической формы; 5 – продольный пропил; 6 – углубления цилиндрической формы; 7 – цилиндрические нагели

Рис. 2. Опытный образец балки в процессе испытания

Прочность пояса проверятся по формуле

$$\frac{N}{A_f R_f + S \cdot t_w R_y} \le 1{,}0\ , \qquad (1)$$

где $N = M/\nu$ – продольное усилие; ν – расстояние между центрами сечения поясов; $S = 0{,}65 t_w \sqrt{E/R_y}$ – устойчивая часть стенки; t_w – толщина стенки; A_f – площадь поперечного сечения пояса; R_f – расчетное сопротивление древесины, равное: R_p – при работе на растяжение, R_c – при работе на сжатие; R_y – расчетное сопротивление материала стенки.

Экспериментальные исследования показали, что пояса и стенка работают в упругой области до нагрузки F = 8000 Н. При нагрузках, превышающих 8000 Н,

пояса работают в упругой области, а стенка – в упругопластической стадии. При нагрузке более F = 16000 Н стенка переходит в закритическую стадию работы, т.е. образуются наклонные волны по диагонали, воспринимающие растягивающие усилия. Разрушение балки произошло при нагрузке F = 26000 Н, т.е. при σ = 24,8 МПа (248 кг/см^2) за счет потери прочности растянутых поясов.

В упругой области прогиб балки изменялся прямолинейно до нагрузки F = 12000 Н и составил 16 мм. В дальнейшем происходило увеличение прогиба от смятия нагелей (гофров), установленных в цилиндрические углубления. Остаточная деформация при нагрузке F = 16000 Н составила 1,9 мм, что составляет 10 % от полного прогиба. Теоретическая деформация рассчитывается по формуле

$$f = f_M + f_Q = \int \frac{\overline{M} \cdot M}{E_f I_f} + \int \frac{\overline{Q} \cdot Q}{G_1 A_w}, \qquad (2)$$

где $E_f I_f$ – приведенная жесткость пояса, $G_1 A_w$ – сдвиговая жесткость стенки в закритической стадии работы.

Прогиб от поперечной силы составил 10 -- 5 %.

Сдвиг стенки относительно полки составил f = 1,1 мм при нагрузке F = 16000 Н. Сдвиг стенки в основном происходит из-за потери местной устойчивости гофров в опорной зоне. Разрушение по клеевому соединению не обнаружено, что говорит о том, что сопряжение стенки с полками можно рассматривать как жесткое.

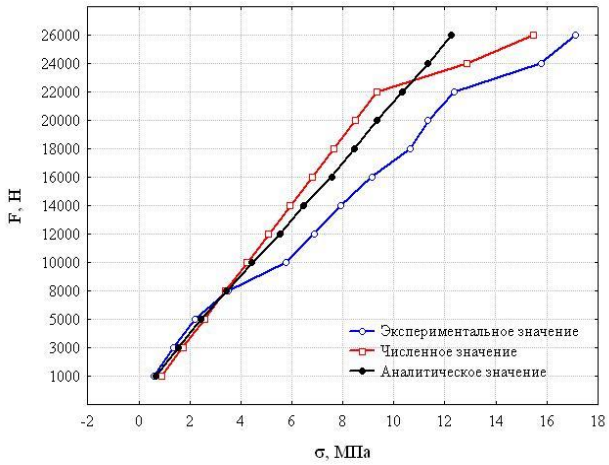


Рис. 3. Изменение напряжений в поясах балки

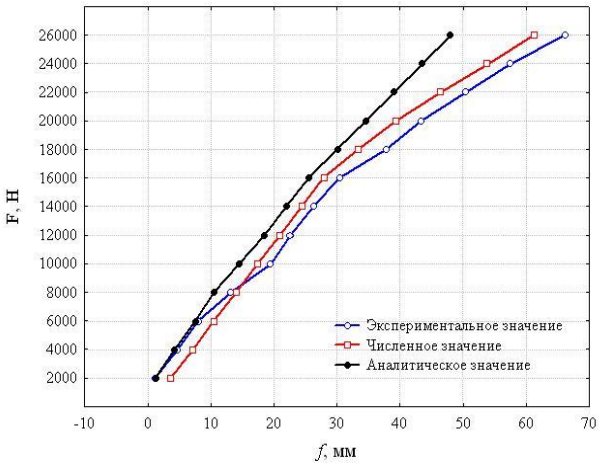


Рис. 4. Прогибы в середине пролета

Выводы:

1. Аналитические расчеты, численные и экспериментальные исследования показали, что при расчетной нагрузке 16000 Н:

- напряжения в поясах экспериментальных балок составили 6,79, 7,55, 9,12 МПа соответственно;
- прогиб экспериментальных балок составил 22,02, 24,4, и 30,7 мм соответственно;
- сдвиг пояса относительно стенки составил 0,5 (жесткое соединение); 0,85; 0,9 мм соответственно, из-за выпучивания гофров квадратного сечения.

2. Для тонкостенных металлодеревянных двутавровых балок с гофрами квадратного сечения расхождение, рассчитанное аналитически, а также при численных и экспериментальных исследованиях составило:

- напряжений в поясах до образования волн в стенке 9,6…28,3%, в закритической стадии – 20,7...36,8%;
- прогибов до образования волн в стенке 8,6...10 %, в закритической стадии – 18,4...21,5%;
- сдвиг пояса относительно стенки до образования волн в стенке не обнаружен.

Литература

1. Актуганов А.А. Разработка и исследование металлодеревянной двутавровой балки. / А.А. Актуганов, И.Л. Кузнецов, А.П. Трофимов // Известия КазГАСУ: № 1(13). – 2010. – С. 117-121.

2. Пат. № 2382855 Российская Федерация, МПК Е04С 3/29. Металлодеревянная двутавровая балка / И.Л. Кузнецов, А.А. Актуганов, А.П. Трофимов; заявитель и патентодатель Казанский государственный архитектурно-строительный университет.– RU 2382855C1; заявл. 12.12.08, опубл. 27.02.10, Бюл. № 6. – 6 с.

3. Актуганов А.А. Методика расчета тонкостенных металлодеревянных двутавровых балок / А.А. Актуганов и др. // Материалы международной научно-практической конференции «Научные исследования и их практическое применение. Современное состояние и пути развития 2012»: Сборник научных трудов SWorld. Т. 30. вып. 3. – 2012. – С. 53-63.

Ключевые слова: тонкостенная металлодеревянная двутавровая балка, ортогональные ребра жесткости в виде гофров, выштампованные гофры, тонколистовая стальная стенка, экспериментальные исследования, сравнительные оценки, пояса из древесины.

Keywords: thin-walled metallwooden I-beam orthogonal ribs in the form of corrugations, punched corrugated, thin sheet steel wall, experimental studies, comparative assessments, belts made of wood.

Актуганов Александр Анатольевич, канд. техн. наук, доцент кафедры строительные производства ФГБОУ ВПО Чебоксарский политехнический институт (филиал) Московского государственного машиностроительного университета. Россия, 424000, г. Чебоксары, ул. П. Лумумбы, 8. Тел. +7(8352) 63-06-50, факс: +7(8362) 45-53-90; e-mail: Alexxander_White@mail.ru.

Актуганов Анатолий Николаевич, канд. техн. наук, доцент кафедры строительные конструкции и водоснабжения ФГБОУ ВПО "Поволжский государственный технологический университет". Россия, 424000, Республика Марий Эл, , г.Йошкар-Ола, пл. Ленина, 3. Тел. +7(8362) 45-53-90, факс: +7(8362) 45-53-90; e-mail: Aktughanov@mail.ru

Актуганов Олег Анатольевич, канд. техн. наук, доцент кафедры строительные конструкции и водоснабжения ФГБОУ ВПО "Поволжский государственный технологический университет". Россия, 424000, Республика Марий Эл, , г.Йошкар-Ола, пл. Ленина, 3. Тел. +7(8362) 45-53-90, факс: +7(8362) 45-53-90; e-mail: AktuganovOA@marstu.net.

Aktuganov Alexander Anatolevich, candidate of technical sciences, assistant professor of civil engineering production Cheboksary Polytechnic Institute" branch Moskoskogo State Engineering University. Russia, 424000, Republic of Chuvashia, Lumumba st., 8. Тел. +7(8352) 63-06-50, факс:

+7(8362) 45-53-90; e-mail: Alexxander_White@mail.ru

Aktuganov Anatoliy Nicolaevich, candidate of technical sciences, associate professor of building constructions and water service Volga State University of technology. 3, Lenina sqr., 424000, Yoshkar-Ola, Russia. Тел. +7(8362) 45-53-90, факс: +7(8362) 45-53-90; e-mail: Aktughanov@mail.ru

Aktuganov Oleg Anatolevich, candidate of technical sciences, associate professor of building constructions and water service Volga State University of technology. 3, Lenina sqr., 424000, Yoshkar-Ola, Russia. Тел. +7(8362) 45-53-90, факс: +7(8362) 45-53-90; e-mail: AktuganovOA@marstu.net

Для цитирования:

Актуганов А.А. Работа тонкостенной металлодеревянной двутавровой балки с ребрами жесткости в виде прямоугольных гофров / А.А. Актуганов, А.Н. Актуганов, О.А. Актуганов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 59 – 64.

Citation:

Aktuganov A.A. Operation of thin-walled metallwooden i-beams with stiffeners in a rectangular kilting / A.A. Aktuganov, A.N. Aktuganov, O.A. Aktuganov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.59 – 64.

УДК 624.014(075.8)

РАБОТА ТОНКОСТЕННЫХ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ БАЛОК С ПОЯСАМИ ИЗ С–ОБРАЗНЫХ ТОНКИХ ГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

А.Н. Актуганов, О.А. Актуганов
ФГБОУ ВПО «Поволжский государственный технологический университет»,
г. Йошкар-Ола, Россия
А.А. Актуганов
ФГБОУ ВПО Чебоксарский политехнический институт (филиал) «Московский государственный машиностроительный университет (МАМИ)», г. Чебоксары, Россия

Аннотация

Рассматривается работа тонкостенной металлической балки с поясами из С–образных тонкостенных профилей. Приводятся результаты численных, экспериментальных и теоретических исследований с учетом податливости соединений полки со стенкой на самонарезающих винтах.

OPERATION OF THIN-WALLED METAL BEAM ZONE FROM C-SHAPED CURVED PROFILE THIN

Abstract

Examines the work of a thin-walled metal beams with belts of C-shaped thin-walled profiles. Numerical results, experimental and theoretical studies, allowing for compliance with the wall shelves compounds for self-tapping screws.

Проблемой эволюции конструкций, технического прогресса и общей проблемой народного хозяйства остается повышение эффективного использования металла в конструкциях, выражаемого в снижении их массы и стоимости изготовления и

монтажа при сохранении необходимой несущей способности и заданных эксплуатационных качеств. Одним из путей снижения материалоемкости строительных металлических конструкций является применение балок из тонких стальных листов с обеспечением местной устойчивости элементов сечения.

При сдвиге в тонких прямоугольных пластинах между ребрами жесткости и поясами в диагональном направлении образуются наклонные волны. Образование наклонных волн свидетельствует о потере устойчивости стенки, но несущая способность балки при этом не исчерпана. Стенка работает за пределами упругой работы, а образовавшиеся наклонные гофры воспринимают растягивающие усилия от поперечных сил. В тонких пластинках стенки практически не возникают нормальные напряжения [2]. Поэтому металлическую балку из тонких листов с поясами из гнутых профилей можно представить в виде фермы с параллельными поясами, которые повторяют сечения поясов балки, а решетка включает стойки и нисходящие образовавшиеся наклонные волны – раскосы, работающие на растяжение. Сечение стоек включает поперечное сечение ребер жесткости и часть стенки по обе стороны от него шириной $S = 0{,}65t\sqrt{E/R_y}$. Площадь растянутых раскосов принимается вариантно: как из условия равенства угла сдвига пластинки решетчатого аналога, так и по методике балок с гибкой стенкой. Таким образом, определить напряженно-деформированное состояние металлической тонкостенной балки можно двумя методами: рассчитывать как балку с гибкой стенкой при работе в областях 0-1 и 1-2 (рис. 3.2), а в областях 2-3 и 3-4 – как ферму с параллельными поясами [3].

Расчет таких балок в основном выполняется по нелинейной теории упругости или на основе экспериментальных исследований простых моделей. Напряженно-деформированное состояние тонких пластинок, защемленных поясами и ребрами жесткости, можно рассматривать как для пластин с конечным отношением сторон.

Работу тонкостенной металлической балки можно разделить на четыре области (рис. 1): упругая область (0-1), закритическая упругая (1-2), область развития пластических деформаций образование диагональных волн в отсеках стенки между гофрами и полками (2-3) и область разрушения (3-4), потеря несущей способности поясов.

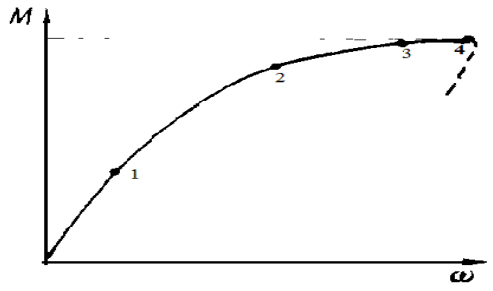


Рис.1. Области работы тонкостенной балки

В Поволжском государственном технологическом университете были проведены численные и экспериментальные исследования работы тонкостенных металлических

балок из гнутых профилей. Стенка выполнялась из листовой стали толщиной 0,5 мм, пояса – из С-образных гнутых профилей толщиной 0,7 мм, ребра жесткости из гнутых уголков. Численные и экспериментальные исследования проводились для модели длиной 3 м. Расчетная схема балки, для численного исследования представляет собой конечно-элементную модель. Построение модели выполнялось в трехмерном пространстве. Для моделирования использовались плоские четырехугольные конечные элементы (КЭ-41). Нагрузки прикладывались в 1/3 пролета в виде сосредоточенных нагрузок. Расчетная модель и результаты численного исследования приведены на рис. 2, 3 и 4.

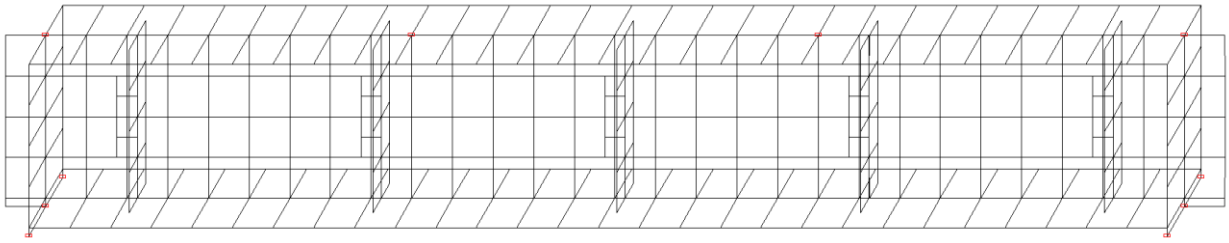


Рис. 2. Расчетная модель балки

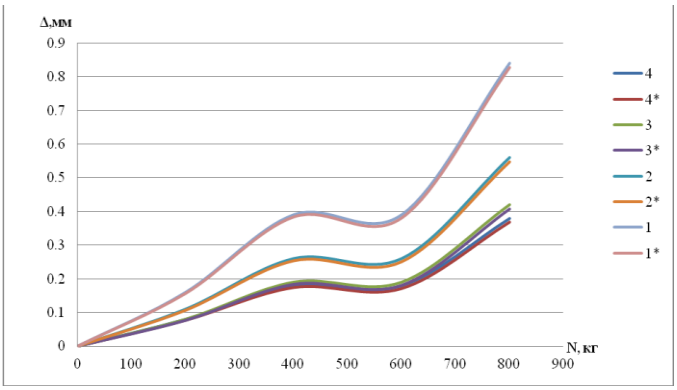


Рис. 3. Сдвиг пояса относительно стенки
1 – опорная зона; 2, 3 – зона действия M и Q; 4 – зона чистого изгиба; * – с учетом податливости

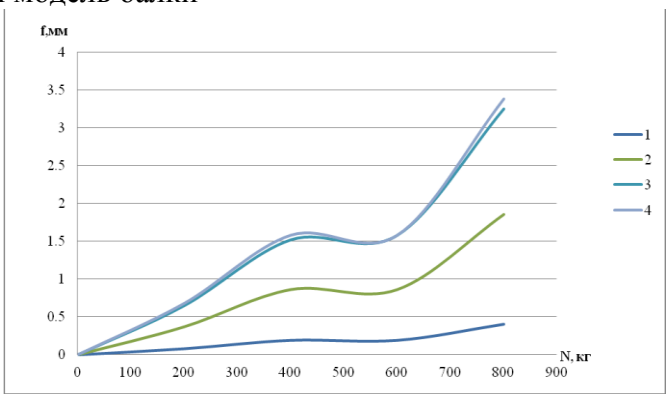


Рис. 4. Прогиб балки
1 – опорная зона; 2, 3 – зона действия M и Q; 4 – зона чистого изгиба

Получены формулы для определения критических напряжений в стенке

$$\tau_{cr} = \frac{9 \cdot \pi^4 \cdot D \cdot \left(1+\alpha^2\right)^2}{32 \cdot \alpha^3 \cdot b^2 \cdot h} \qquad (1),$$

где D – цилиндрическая жесткость стенки; a и h – длина и высота рассматриваемого отсека.

С учетом работы выпучивания стенки, т.е. образования волн по диагонали критическое касательное напряжение в стенке [1] можно определить по формуле:

$$\tau^*_{cr} = 10{,}2 \cdot \mathrm{E} \cdot \left(0{,}25 \cdot \varphi_k + 0{,}75 \cdot \varphi_c\right) \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2 \qquad (2)$$

При рассмотрении совместной работы ребра жесткости и стенки получили критические касательные напряжения, для перехода от критических напряжений к деформациям используем следующие формулы:

$$\tau = \frac{QS}{tI_x}; T = \tau \cdot t; \Delta = \frac{T}{G}; G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} \qquad (3)$$

Результаты расчета представлены на рис. 6 и 7.

Экспериментальные исследования проводились на силовой установке в виде рамной конструкции. Нагрузка на балку прикладывались в 1/3 пролета. Экспериментальная установка и формы потери устойчивости полки и стенки представлены на рис. 5 и 6. Результаты теоретических, экспериментальных и численных исследований на рис. 7 и 8.

Рис. 5. Экспериментальная установка

Рис. 6. Потеря устойчивости полки и стенки

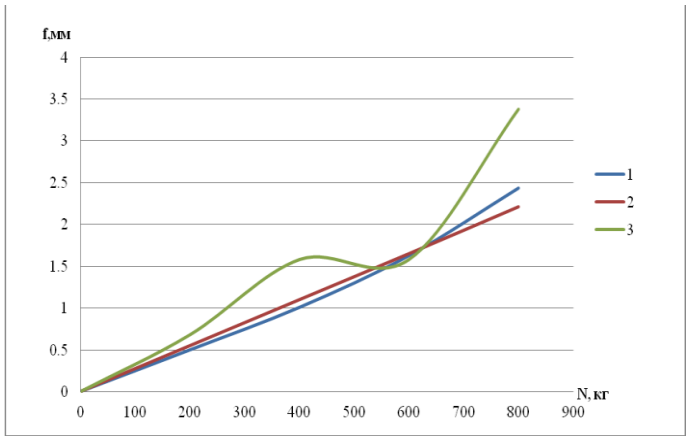


Рис. 7. Сдвиг балки
1 – экспериментальный, 2 – теоретический,
3 – теоретический по МКЭ

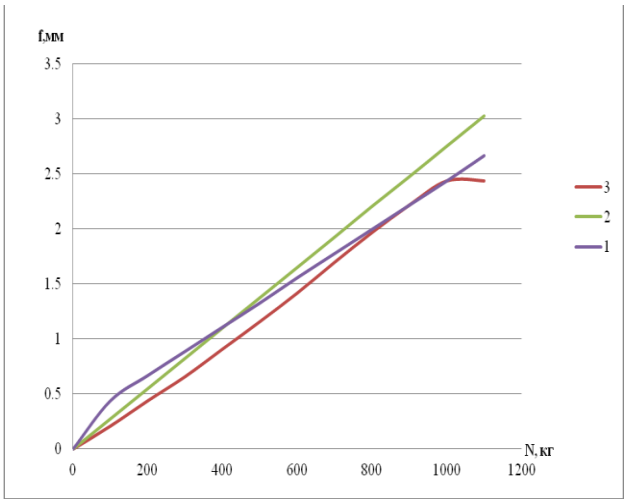


Рис. 8. Прогиб балки
1 – экспериментальный, 2 – теоретический,
3 – теоретический по МКЭ

Потеря несущей способности тонкостенной металлической балки произошла из-за потери устойчивости полок. Расхождение теоретических и экспериментальных значений прогибов составило 5-8%.

Максимальное расхождение теоретических и экспериментальных значений сдвига в наиболее нагруженных элементах составляет более 20%.

Были определены слабые места конструкции, ими являются: верхний сжатый пояс и ребра жесткости. Меняя параметры поясов и ребер жесткости можно добиться увеличения несущей способности тонкостенной металлической балки.

Пластинки, отсеки стен, подкрепленные ребрами жесткости, способны и после потери устойчивости воспринимать растягивающие напряжения вдоль диагональных волн, образующихся в отсеках.

При совместном действии σ и τ изменение направления касательных усилий (перемена знака τ) не влияет на величину критического напряжения.

При проектировании соединений металлических элементов необходимо учитывать податливость соединений. Она зависит от податливости винта и соединяемых листов.

Литература

1. Актуганов, А.А. Устойчивость стенки металлодеревянной тонкостенной балки /А.А. Актуганов // Научному прогрессу – творчество молодых: материалы Международной студенческой конференции по естественнонаучным и техническим дисциплинам. – Йошкар-Ола: МарГТУ, 2009. – Ч. 3. - С. 116-117.
2. Бирюлев В.В. Проектирование металлических конструкций / В.В. Бирюлев, И.И. Кошин, И.И. Крылов, А.В. Сильвестров // Специальный курс. Л.: Стройиздат. 1990. - С. 46-59.
3. Кузнецов И.Л. Разработка и исследование металлодеревянной двутавровой балки / И.Л. Кузнецов, А.А. Актуганов, А.П. Трофимов // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета / под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Р.К. Низамова. – Казань, 2010. – С. 117-121.

Ключевые слова: С–образные тонкостенные профили, прогиб, сдвиг, деформация, диагональные волны, потеря устойчивости.

Keywords: C-shaped thin-walled sections, deflection, shear deformation, diagonal waves, loss of stability.

Актуганов Александр Анатольевич, канд. техн. наук, доцент кафедры строительные производства ФГБОУ ВПО Чебоксарский политехнический институт (филиал) Московского государственного машиностроительного университета. Россия, 424000, г. Чебоксары, ул. П. Лумумбы, 8. Тел. +7(8352) 63-06-50, факс: +7(8362) 45-53-90; e-mail: Alexxander_White@mail.ru.

Актуганов Анатолий Николаевич, канд. техн. наук, доцент кафедры строительные конструкции и водоснабжения ФГБОУ ВПО "Поволжский государственный технологический университет". Россия, 424000, Республика Марий Эл, , г.Йошкар-Ола, пл. Ленина, 3. Тел. +7(8362) 45-53-90, факс: +7(8362) 45-53-90; e-mail: Aktughanov@mail.ru

Актуганов Олег Анатольевич, канд. техн. наук, доцент кафедры строительные конструкции и водоснабжения ФГБОУ ВПО "Поволжский государственный технологический университет". Россия, 424000, Республика Марий Эл, , г.Йошкар-Ола, пл. Ленина, 3. Тел. +7(8362) 45-53-90, факс: +7(8362) 45-53-90; e-mail: AktuganovOA@marstu.net.

Aktuganov Alexander Anatolevich, candidate of technical sciences, assistant professor of civil engineering production Cheboksary Polytechnic Institute" branch Moskoskogo State Engineering University. Russia, 424000, Republic of Chuvashia, Lumumba st., 8. Тел. +7(8352) 63-06-50, факс: +7(8362) 45-53-90; e-mail: Alexxander_White@mail.ru

Aktuganov Anatoliy Nicolaevich, candidate of technical sciences, associate professor of building constructions and water service Volga State University of technology. 3, Lenina sqr., 424000, Yoshkar-

Ola, Russia. Тел. +7(8362) 45-53-90, факс: +7(8362) 45-53-90; e-mail: Aktughanov@mail.ru
Aktuganov Oleg Anatolevich, candidate of technical sciences, associate professor of building constructions and water service Volga State University of technology. 3, Lenina sqr., 424000, Yoshkar-Ola, Russia. Тел. +7(8362) 45-53-90, факс: +7(8362) 45-53-90; e-mail: AktuganovOA@marstu.net

Для цитирования:
Актуганов А.Н. Работа тонкостенных металлических балок с поясами из с–образных тонких гнутых профилей / А.Н. Актуганов, О.А. Актуганов, А.А. Актуганов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 64 – 69.

Citation:
Aktuganov A.N. Operation of thin-walled metal beam zone from c-shaped curved profile thin / A.N. Aktuganov, O.A. Aktuganov, A.A. Aktuganov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 64 - 69

УДК 624.046.2

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПОЛИМЕРКОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ

А.Б. Антаков, И.А. Антаков, А.Р. Гиздатуллин
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация
В статье представлены результаты экспериментальных исследований прочности, трещиностойкости нормальных сечений и деформативности изгибаемых элементов, армированных предварительно напряженной композитной арматурой. Опытные образцы балок испытывались при кратковременном приложении нагрузок. В рамках исследования применялись стержни стеклопластиковой арматуры с опесчаненной поверхностью.

EXPERIMENTAL STUDIES OF FLEXURAL MEMBERS WITH PRESTRESSED FIBER-REINFORCED POLYMER REINFORCEMENT

Abstract
The article presents the results of experimental studies of strength, crack resistance and deformability of normal sections flexural members with prestressed fiber-reinforced polymer (FRP) reinforcement. The beam specimens were subjected short duration loads. The study used a glass fiber-reinforced polymer bars with areneceous surface.

Полимеркомпозитная арматура (далее ПКА) имеет ряд преимуществ перед металлической: более высокая прочность на разрыв, малый удельный вес, высокая коррозионная стойкость, низкая теплопроводность. Недостатком является относительно низкий модуль упругости, который предопределяет деформативность элементов, армированных композитами. В 1980-х годах была определена область

целесообразного применения стеклопластиковой арматуры для предварительно напряженного армирования [1].

Описанные в статье экспериментальные исследования выполняются в рамках диссертационной работы, целью которой является совершенствование методов расчета нормальных сечений, армированных ПКА, по I группе предельных состояний и изгибаемых элементов по II группе предельных состояний. В данной статье представлены результаты испытаний опытных балок серии 5, армированных предварительно напряженной стеклопластиковой арматурой. В табл. 1 представлены характеристики опытных балок. Общая программа экспериментальных исследований опубликована ранее [2].

Результаты исследования образцов серии 5 сопоставляются с сериями опытных балок 1 и 3, армированными стальной и базальтопластиковой по ТУ 2296-001-60722703-2013 арматурой без предварительного напряжения соответственно.

Таблица 1

Характеристики опытных балок

Вид нагружения	№ серии	Размеры балки, мм	Класс бетона	Армирование
Кратковременное	1	Сечение 120х220, длина 1810	В25	2 Ø12 А-400
				2 Ø8 А-400
				2 Ø6 А-400
	3	– // –	– // –	2 Ø7 АБП
				2 Ø5 АБП
				2 Ø4 АБП
	5	– // –	В15	2 Ø6 АСП σ_{sp}=250МПа σ_{sp}=400МПа
			В20	2 Ø8 АСП σ_{sp}=250МПа σ_{sp}=400МПа

Опытными образцами являются бетонные балки сечением 120х220 мм и длиной 1810 мм. Балки серии 5 армированы стеклопластиковой арматурой (АСП) по ГОСТ 31938-2012 с величинами предварительного напряжения 250 и 400 МПа.

Условное обозначение балок: Б1к-6ст – балка № 1 с кратковременным приложением нагрузки, армированная стальной арматурой 2 Ø6 А400; Б1к-6$п_1$сп – балка № 1 с кратковременным приложением нагрузки, армированная 2 Ø6 АСП с предварительным напряжением 250 МПа ($п_2$ – предварительное напряжение армирования 400 МПа; бп – базальтопластиковая арматура (АБП)).

Испытания проводились в соответствии с положениями ГОСТ 8829-94. Схема опирания и нагружения: балки свободно оперты по двум сторонам и нагружены сосредоточенными кратковременными нагрузками на расстоянии L/3 с каждой стороны от опор (L – расстояние между опорами). На рис. 1 представлена принципиальная схема испытания исследуемых балок.

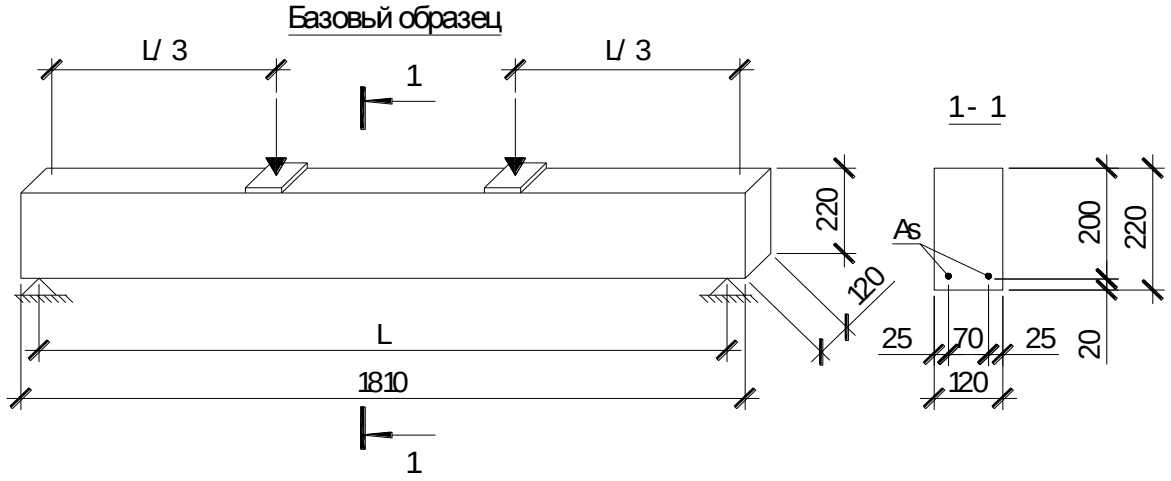


Рис. 1. Схема опирания и нагружения исследуемых балок

В таблице 2 представлены характеристики армирования опытных балок.

Таблица 2

Армирование опытных балок серий 1, 3 и 5

№ серии	Маркировка балок	Армирование	Расчетный диаметр, мм	Расчетная площадь сечения A_s, мм^2
1	Бк-12ст	2 Ø12 А400	12	226
	Бк-8ст	2 Ø8 А400	8	101
	Бк-6ст	2 Ø6 А400	6	57
3	Бк-7бп	2 Ø7 АБП	7	76,96
	Бк-5бп	2 Ø5 АБП	5,3	44,1
	Бк-4бп	2 Ø4 АБП	4	25,12
5	Бк-6п$_{1,2}$сп	2 Ø6 АСП	6,3	62,31
	Бк-8п$_{1,2}$сп	2 Ø8 АСП	8	100,48

На рис. 2 представлены зависимости «M – f» для испытанных опытных образцов. Работа балок с АБП под нагрузкой характеризуется более высокой деформативностью по сравнению с балками с предварительно напряженной АСП. Деформирование балок с композитной арматурой характеризуются преимущественно линейной зависимостью «M – f» после образования трещин вплоть до разрушения.

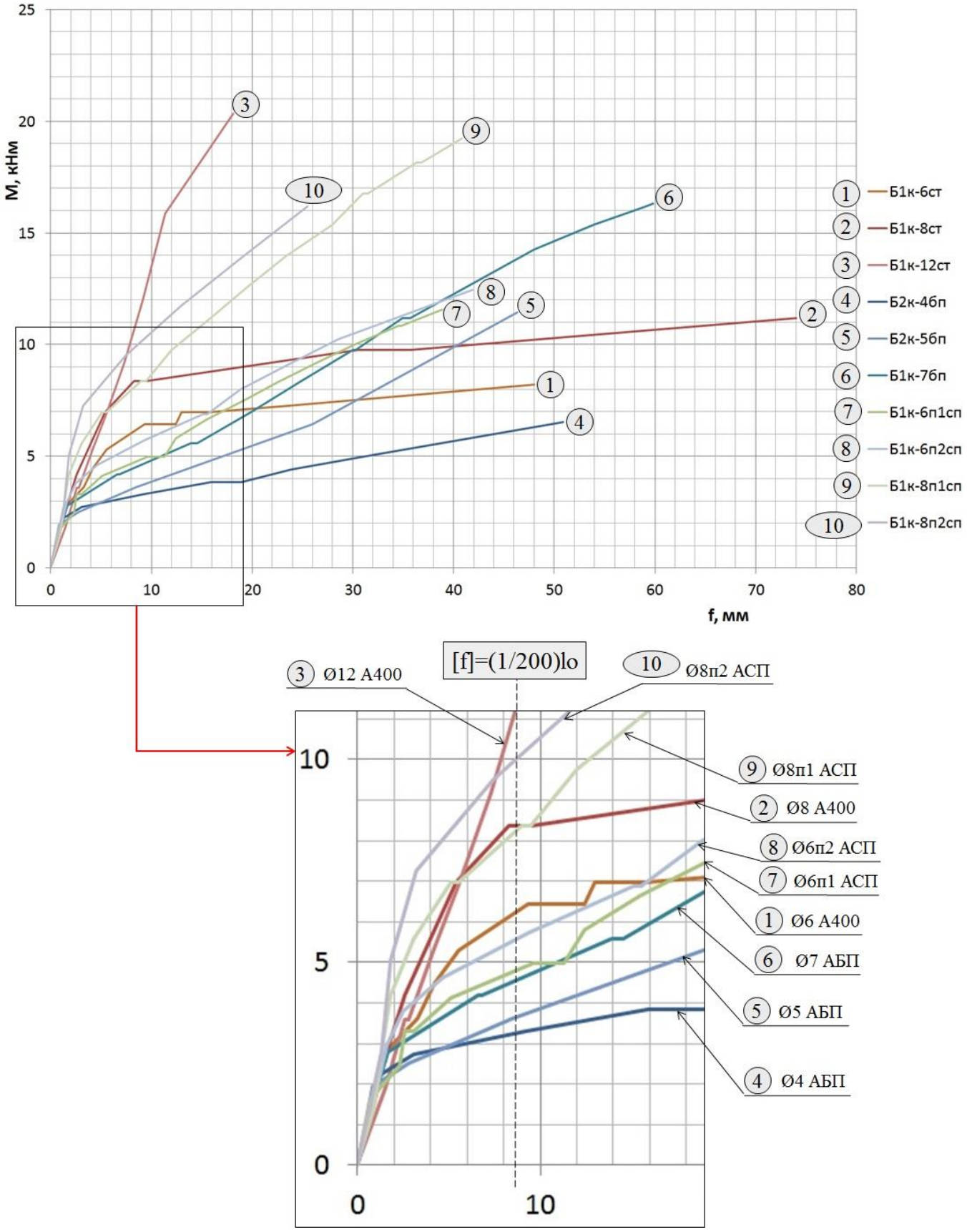


Рис. 2. Зависимости «M – f» по испытанным образцам серий 1, 3 и 5

В табл. 3 представлены экспериментальные данные о характере разрушения балок.

Таблица 3

Опытные данные по характеру разрушения балок

№ серии	Маркировка балок	Характер разрушения балок
5	Бк-6п$_1$сп	Разрушение бетона в сжатой зоне
	Бк-6п$_2$сп	Разрушение бетона в сжатой зоне/ разрыв арматуры
	Бк-8п$_1$сп	Одновременно - разрыв арматуры и разрушение бетона в сжатой зоне
	Бк-8п$_2$сп	Разрыв арматуры

В табл. 4 приведены опытные данные по прочности нормальных сечений балок.

Таблица 4

Результаты исследования балок на прочность

№ серии	Маркировка балок	Несущая способность M_u, кН·м
1	Бк-12ст	20,333
	Бк-8ст	11,172 / 11,563
	Бк-6ст	8,211 / 8,1
3	Бк-7бп	16,311 / 16,59
	Бк-5бп	11,116 / 11,45
	Бк-4бп	5,363 / 6,536
5	Бк-6п$_1$сп	11,563/ 11,898
	Бк-6п$_2$сп	12,457 / 10,446
	Бк-8п$_1$сп	19,216
	Бк-8п$_2$сп	16,199

х/у – величины результатов испытания двух опытных балок.

В табл. 5 представлены экспериментальные значения моментов трещинообразования.

Таблица 5

Результаты исследования балок – момент трещинообразования

№ серии	Маркировка балок	Момент трещинообразования M_{crc}, кН·м
1	Бк-12ст	3,575
	Бк-8ст	3,296 / 4,18
	Бк-6ст	2,57 / 3,156
3	Бк-7бп	2,095
	Бк-5бп	1,676
	Бк-4бп	1,201
5	Бк-6п$_1$сп	2,18 / 3,55
	Бк-6п$_2$сп	3,52 / 3,743
	Бк-8п$_1$сп	5,586
	Бк-8п$_2$сп	6,284

В табл. 6 представлены экспериментальные значения изгибающих моментов и ширины раскрытия трещин при прогибе балок соответствующем предельно допустимому значению – (1/200)l_o.

Таблица 6

Результаты исследования балок серий 1, 3 и 5 (Изгибающий момент и ширина раскрытия трещин при прогибе балок [f]=(1/200)lo)

№ серии	Маркировка балок	Изгибающий момент M и ширина раскрытия трещин a_{crc} при прогибе балок f=8,55мм (lo/200)	
		M, кН·м	a_{crc}, мм
1	Бк-12ст	11,08	0,15
	Бк-8ст	8,1	0,5
	Бк-6ст	5,58	0,8
3	Бк-7бп	4,5	0,5
	Бк-5бп	3,882 / 3,631	1,1
	Бк-4бп	3,15	1,35
5	Бк-6п$_1$сп	4,6 / 5,32	0,82 / 0,45
	Бк-6п$_2$сп	5,55 / 5,9	0,47 / 0,78
	Бк-8п$_1$сп	8,05	0,2
	Бк-8п$_2$сп	9,963	0,4

В результате анализа экспериментальных данных сделаны следующие выводы:

- деформативность балок с предварительным напряжением (серия 5) меньше по сравнению с балками серии 3 на 10-130%;

- величины изгибающих моментов воспринимаемых сечениями балок с преднапряженной до 250 МПа ПКА при прогибе, соответствующем нормативному предельно допустимому значению – (1/200)l_o, близки к значениям полученным для образцов со стальной арматурой диаметрами 6 и 8 мм. Сечения балок с преднапряженной ПКА до 400 МПа показали соответственно большую несущую способность на 2,6-23 %.

Литература

1. Фролов Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1980. – 104 с.

2. Антаков А.Б., Антаков И.А. Экспериментальные исследования изгибаемых элементов с полимеркомпозитной арматурой // Известия КГАСУ, 2014, № 3 (29). – С. 7-13.

Ключевые слова: неметаллическая арматура, прочность нормальных сечений, бетонные конструкции, изгибаемые элементы.

Keywords: non-metallic fitting, strength of normal sections, concrete structures, flexural members.

Антаков А.Б. – кандидат технических наук, доцент. Казанский государственный архитектурно-строительный университет. 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1. E-mail: antakof@mail.ru

Антаков И.А. – аспирант. Казанский государственный архитектурно-строительный университет. 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1 E-mail: igor788@bk.ru

Гиздатуллин А.Р. – аспирант. Казанский государственный архитектурно-строительный университет. 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1E-mail: antonchiks@mail.ru

Antakov A.B. – candidate of technical sciences, associate professor. Kazan State University of Architecture and Engineering. 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1.E-mail: antakof@mail.ru

Antakov I.A. – post-graduate student. Kazan State University of Architecture and Engineering. 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1.E-mail: igor788@bk.ru

Gizdatullin A.R. – post-graduate student. Kazan State University of Architecture and Engineering. 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1.E-mail: antonchiks@mail.ru

Для цитирования:

Антаков А.Б. Экспериментальные исследования изгибаемых элементов с предварительно напряженной полимеркомпозитной арматурой / А.Б. Антаков, И.А. Антаков, А.Р. Гиздатуллин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 69 – 75.

Citation:

Antakov A.B. Experimental studies of flexural members with prestressed fiber-reinforced polymer reinforcement / A.B. Antakov, I.A. Antakov, A.R. Gizdatullin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 69 – 75.

УДК 624.012.45

ЗАВИСИМОСТЬ $\sigma_s - f_r$ ПРИ РАСЧЕТЕ БАЗОВОЙ ДЛИНЫ АНКЕРОВКИ АРМАТУРЫ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ

В.В. Бедарев, Н.В. Бедарев, ООО «Ригул», г.Новокузнецк, Россия, А.В. Бедарев, ООО «Стройинжиниринг», г.Новокузнецк, Россия

Аннтотация.

На основе анализа экспериментальных данных установлена логарифмическая зависимость $\sigma_s - f_r$ при выдергивании стержней арматуры периодического профиля из бетонных образцов. Учет зависимости $\sigma_s - f_r$ в расчете базовой (основной) длины анкеровки позволит повысить достоверность результатов расчета.

DEPENDENCE $\sigma_s - f_r$ IN CALCULATING BASIC LENGTH ANCHORING RIBBED BAR

Abstract.

Based on the analysis of the experimental data set logarithmic dependence $\sigma_s - f_r$ when pulling the rebar periodic profile of the concrete samples. Accounting according $\sigma_s - f_r$ to the calculation of basic (primary) anchorage length will increase the accuracy of the calculation results.

Расчет базовой (основной) длины анкеровки $l_{0,an}$ арматуры периодического профиля по [1] следует выполнять в зависимости от характера разрушения бетона:

– при характере разрушения «срез» – с учетом относительной площади смятия f_r и призменной прочности бетона $R_{b,n}$ по формуле

$$l_{0,an} = \frac{d \cdot R_s \cdot \sin\beta}{4 f_r \cdot R_{b,n}} \qquad (1)$$

– при характере разрушения «раскол» – с учетом толщины защитного слоя бетона *c* и прочности бетона на осевое растяжение $R_{bt,n}$ по формуле

$$l_{0,an} = \frac{\pi \cdot d^2 \cdot R_s}{2 \cdot c \cdot R_{bt,n}} = \frac{2 \cdot R_s \cdot A_s}{c \cdot R_{bt,n}}.$$

Так как характер разрушения анкеровки арматуры периодического профиля в бетоне «срез» является предпочтительным по сравнению с характером разрушения анкеровки «раскол» оценим влияние на величину напряжений в арматуре при выдергивании относительной площади смятия.

При характере разрушения «срез» для определения базовой (основной) длины анкеровки $l_{0,an}$ в формулу (1) введены параметры, характеризующие профиль арматуры – величина относительной площади смятия f_r (критерий Рема), определяющая анкерующую способность арматуры и призменная прочность бетона $R_{b,n}$.

Если линейный характер зависимостей $\sigma_s - R_b$, $\sigma_s - l_{0,an}$, $\sigma_s - d$ не вызывает сомнений, то характер зависимости $\sigma_s - f_r \cdot R_b$ фактически не установлен.

Для установления действительного характера зависимости $\sigma_s - f_r$, т.е. является ли данная зависимость линейной или нелинейной проанализируем результаты проведенных в НИИЖБ опытов по выдергиванию из различных видов бетона естественного твердения арматуры диаметром 16 мм класса $A_т1000$ при длине заделки 100 мм приведенные в табл. 8.5.[2]. Опыты проводились в соответствии с Рекомендациями РС–6 РИЛЕМ/ФИП/ЕКБ путем испытания на выдергивание стержней арматуры из бетонных кубов 200х200х200 мм при длине 100 мм.

При проведении испытаний изменяющимися параметрами являлись

1) кубиковая прочность бетона R_b;

2) относительная площадь смятия f_r.

Рассмотрим результаты испытаний на выдергивание стержней арматуры из керамзитобетона кубиковой прочностью 15 Н/мм^2, 32 Н/мм^2, легкого бетона на лессовидных суглинках кубиковой прочностью 42 Н/мм^2 и тяжелого бетона на ВНВ кубиковой прочностью 53,2 Н/мм^2.

Выборка результатов испытаний на выдергивание из бетона кубиковой прочностью 15 Н/мм^2, 32 Н/мм^2, 42 Н/мм^2 и 53,2 Н/мм^2 представлена в табл. 1.

Выборка результатов испытаний на основании таблицы 8.5 [2]

Таблица 1

№ п/п	Вид бетона	Кубиковая прочность R_b Н/мм^2	Число образцов, n	Относительная длина заделки l_{an}/d	Напряжения в арматуре σ_s при выдергивании ее из бетона, Н/мм^2							
					7гл	1сп	2сп	5сп	3сп	6сп	4сп	8го
					0,0	0,024	0,032	0,046	0,051	0,058	0,073	0,125
5	Керамзитобетон	15,0	16	6,25	39,3	177,1	166,7	192,5	146,3	203,0	201,0	213,9
6	Керамзитобетон	32,0	16	6,25	43,8	328,2	325,9	412,9	421,9	377,1	487,6	492,5
7	Легкий на лессовидных суглинках	42,0	16	6,25	97,0	369,7	520,0	601,0	514,9	569,7	644,3	716,1
3	Тяжелый на ВНВ	53,2	20	6,25	-	460,0	770,0	655,0	725,0	751,5	802,0	980,0

Указанные результаты выбраны для статистической обработки исходя из того, что при выдергивании стержней арматуры из керамзитобетона кубиковой прочностью 15 Н/мм^2, 32 Н/мм^2 и легкого бетона на лессовидных суглинках кубиковой прочностью 42 Н/мм^2 более вероятен характер разрушения анкеровки «срез» нежели характер разрушения анкеровки «раскол».

Для тяжелого бетона при кубиковой прочности 53,2 Н/мм^2 напряжения в арматуре σ_s при выдергивании достигли 980 Н/мм^2 т.е. практически условного предела текучести.

Принятая длина анкеровки стержней арматуры периодического профиля в бетоне всех видов представленных в таблице 1 соответствовала базовой (основной) длине анкеровки $l_{0,an}$.

Относительная площадь смятия f_r изменяется от 0 для гладких стержней до 0,125 для стержней кольцевого профиля.

Индексы групп стержней в таблице 1 расположены в зависимости от возрастания величины относительной площади смятия f_r.

Расположение результатов испытаний в таблице 1 по возрастанию основных параметров существенно упрощает проведение анализа.

Графически результаты испытаний показаны на рис. 1.

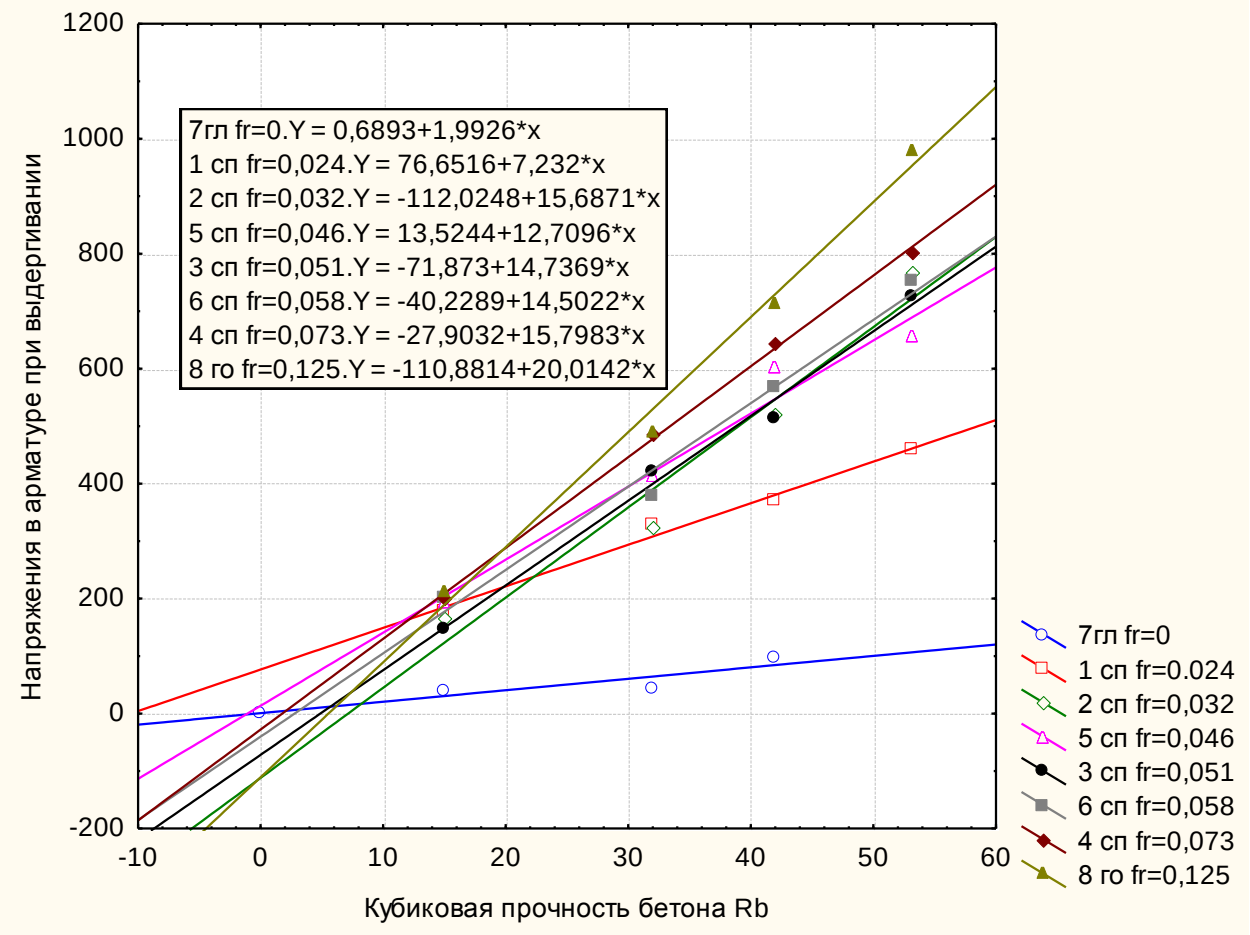


Рис. 1. Характер изменения напряжений в арматуре σ_s при выдергивании из бетона в зависимости от изменения кубиковой прочности R_b по таблице 8.5.[2].

Полученные графические зависимости показывают, что при прочности бетона $R_b = 0$ напряжения в арматуре σ_s при выдергивании имеют существенный разброс и в большинстве своем отрицательные значения, что затрудняет проведение анализа результатов испытаний.

Из уравнений на рис. 1 сделаем выборку коэффициентов, определяющих угол наклона полученных прямых в табличном виде.

Коэффициент K в зависимостях $\sigma_s - K \cdot R_b$ и относительная площадь смятия f_r.

Таблица 2

Индекс профиля	7 гл	1 сп	2 сп	5 сп	3 сп	6 сп	4 сп	8 го
Относительная площадь смятия f_r	0,00	0,024	0,032	0,046	0,051	0,058	0,073	0,125
Коэффициент K	1,9926	7,232	15,6871	12,7096	14,7369	14,9711	15,7983	20,0142

В целом, величина коэффициента K в табл. 1 имеет тенденцию к росту с увеличением относительной площади смятия f_r.

Графически зависимость $K - f_r$ представлена на рис. 2.

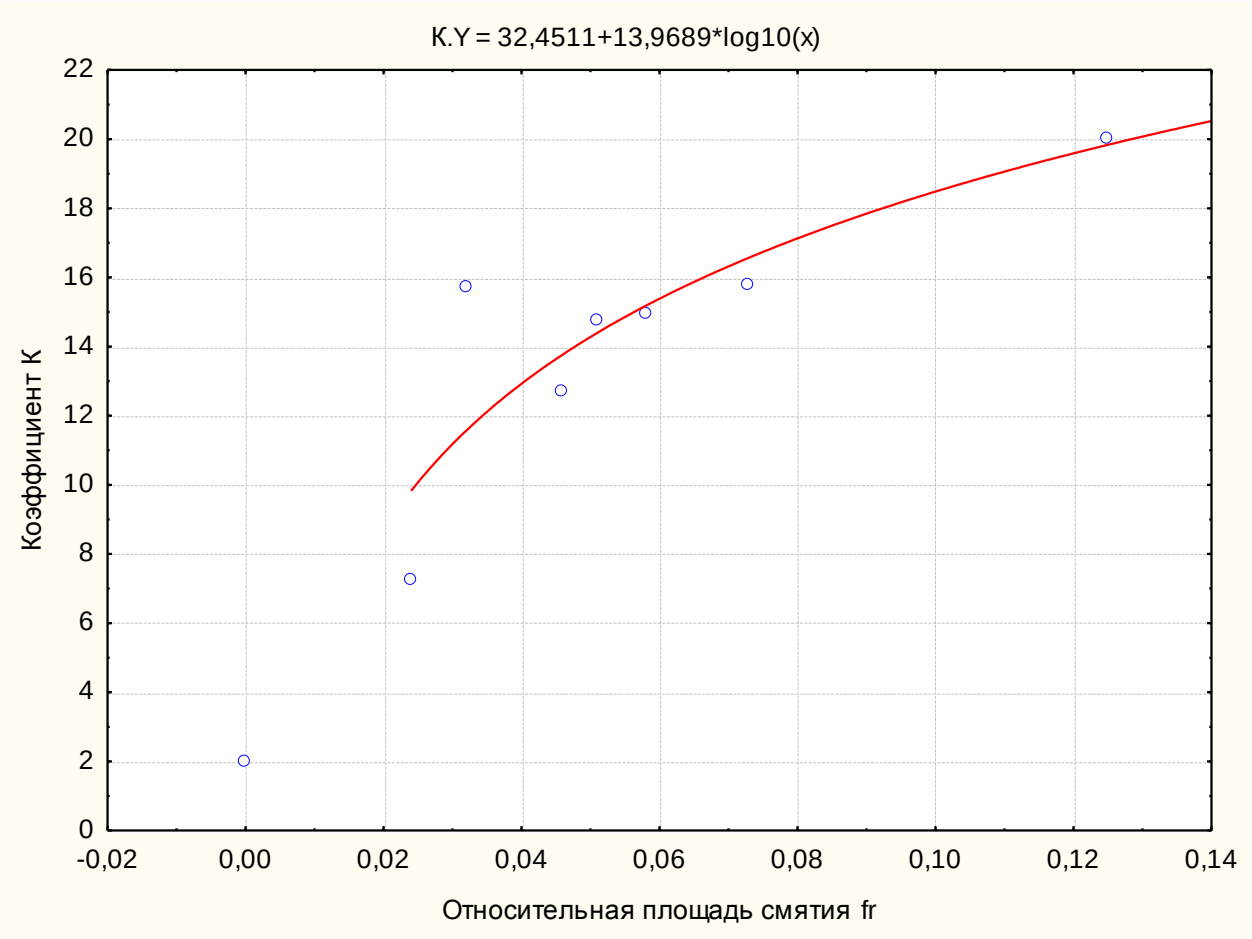


Рис. 2. Логарифмическая функция изменения коэффициента K в зависимости от величины относительной площади смятия f_r (табл. 2).

График на рис. 2 показывает, что имеется значительный разброс значений коэффициента K, затрудняющий проведение анализа.

Поэтому выполним статистическую обработку опытных данных таблицы 8.5. [2] для установления линейных зависимостей $\sigma_s - R_b$ для всех значений относительной площади смятия f_r и кубиковой прочности бетона R_b с учетом следующего граничного условия считая его выполнение при статистической обработке обязательным:

– при кубиковой прочности бетона $R_b = 0$, напряжения в арматуре при выдергивании $\sigma_s = 0$.

Введение в анализ и статистическую обработку результатов испытаний (таблица 1) данного граничного условия позволяет получить при построении графиков точку, из которой и должны исходить все прямые вне зависимости от величины кубиковой прочности бетона образцов – кубов из которых выдергиваются арматурные стержни.

При этом граничном условии появляется возможность оценить достоверность полученных величин напряжений σ_s в арматуре при выдергивании стержней из бетона для отдельных групп индексов.

Графически результаты статистической обработки с учетом данного условия представлены на рис. 3.

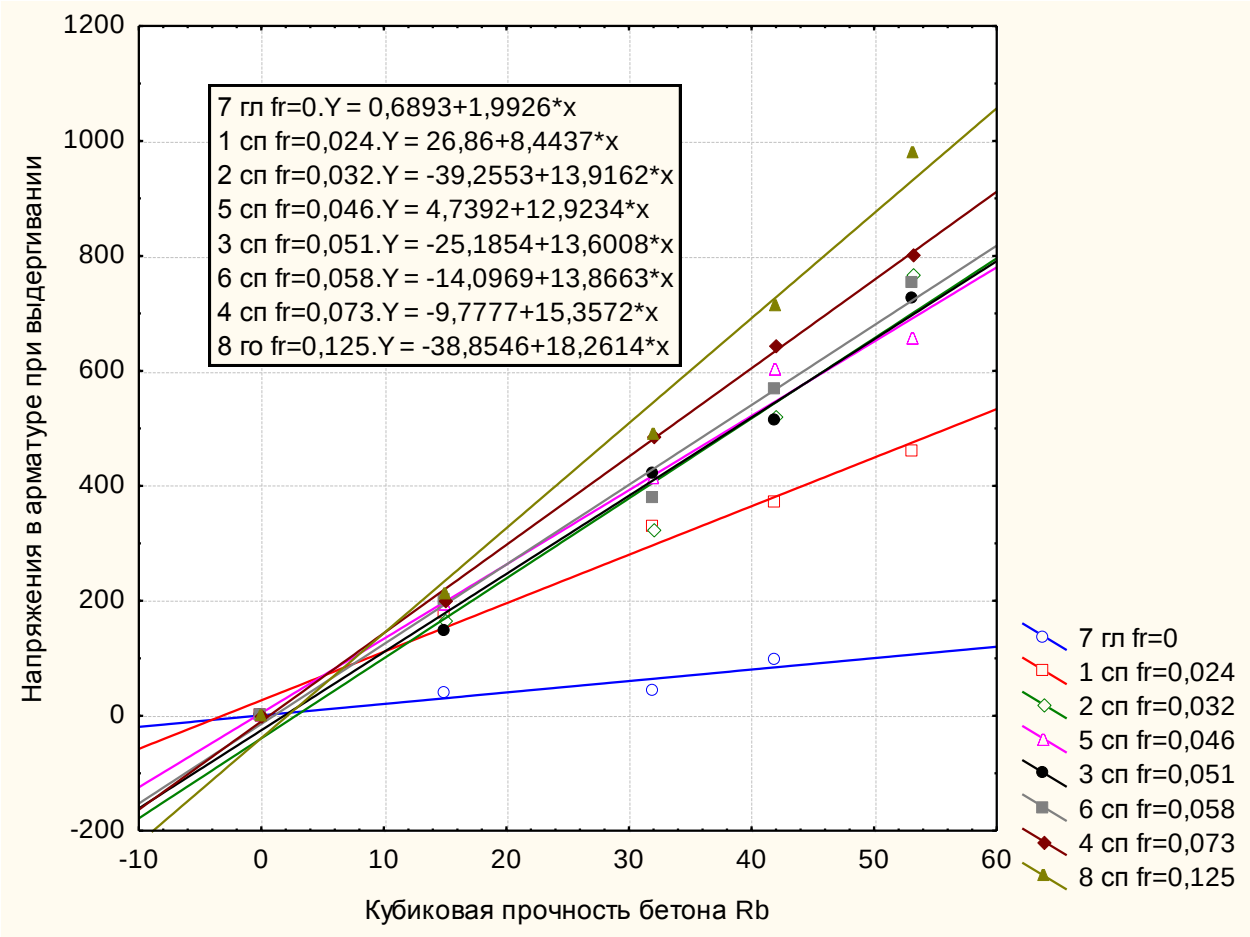


Рис. 3. Характер изменения напряжений в арматуре σ_s при выдергивании из бетона в зависимости от изменения кубиковой прочности R_b при выполнении условия – кубиковая прочность бетона $R_b = 0$, напряжения в арматуре при выдергивании $\sigma_s = 0$.

Из графика на рис. 3 видно, что нулевые значения свободных членов уравнений при выполнении граничного условия – кубиковая прочность бетона $R_b = 0$, напряжения в арматуре при выдергивании $\sigma_s = 0$ достигнуты не были.

Коэффициент K в зависимостях $\sigma_s - K \cdot R_b$ и относительная площадь смятия f_r.

Таблица 3

Индекс профиля	7 гл	1 сп	2 сп	5 сп	3 сп	6 сп	4 сп	8 го
Относительная площадь смятия f_r	0,00	0,024	0,032	0,046	0,051	0,058	0,073	0,125
Коэффициент K	1,9926	8,4437	13,9162	12,9234	13,6008	13,8663	15,3572	18,2614

Графически зависимость $K - f_r$ по данным табл. 3 представлена на рис. 4.

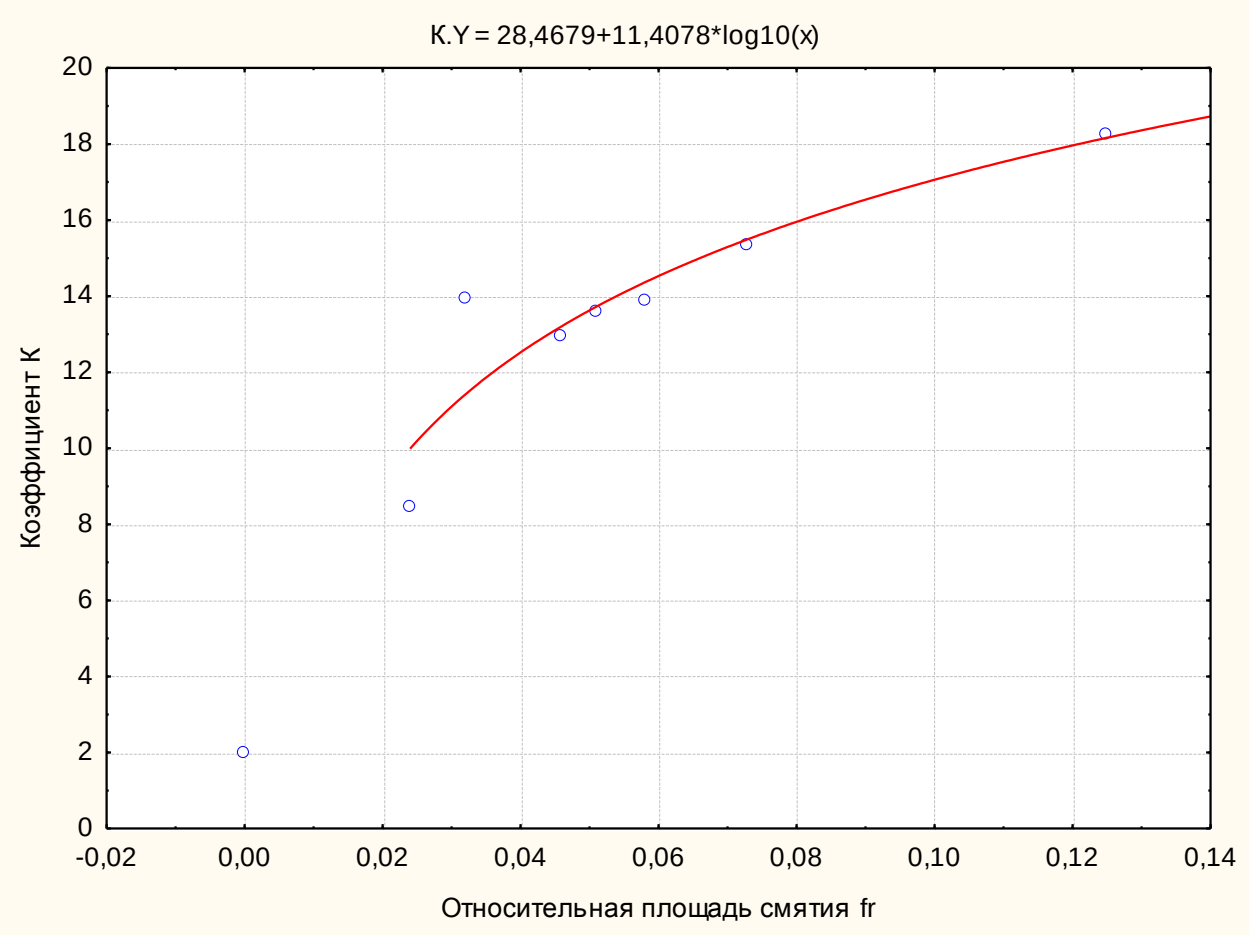


Рис. 4. Логарифмическая функция изменения коэффициента K в зависимости от величины относительной площади смятия f_r (табл. 3).

Для приближения значений свободных членов в полученных уравнениях (см. рис. 3) к нулю произведем корректировку некоторых результатов испытаний представленных в таблице 1.

Выборка откорректированных результатов испытаний на основании таблицы 1.

Таблица 4

№ п/п	Вид бетона	Кубиковая прочность R_b Н/мм^2	Число образцов, n	Относительная длина заделки l_{an}/d	Напряжения в арматуре σ_s при выдергивании ее из бетона, Н/мм^2							
					7гл	1сп	2сп	5сп	3сп	6сп	4сп	8го
					0,0	0,024	0,032	0,046	0,051	0,058	0,073	0,125
1		0,0			0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	Керам-зито-бетон	15,0	16	6,25	39,3	**131,0**	166,7	**210,0**	**180,0**	**210,0**	**225,0**	**280,0**
6	Керам-зито-бетон	32,0	16	6,25	43,8	**278,0**	325,9	412,9	421,9	**460,0**	487,6	492,5

Окончание табл. 4

7	Легкий на лессовидных суглинках	42,0	16	6,25	97,0	369,7	**450,0**	601,0	**522,6**	569,7	644,3	716,1
3	Тяжелый на ВНВ	53,2	20	6,25	**106,0**	460,0	**570,0**	655,0	725,0	751,5	802,0	980,0

Графически результаты статистической обработки опытных данных с учетом граничного условия и корректировки результатов испытаний показаны на рис. 5.

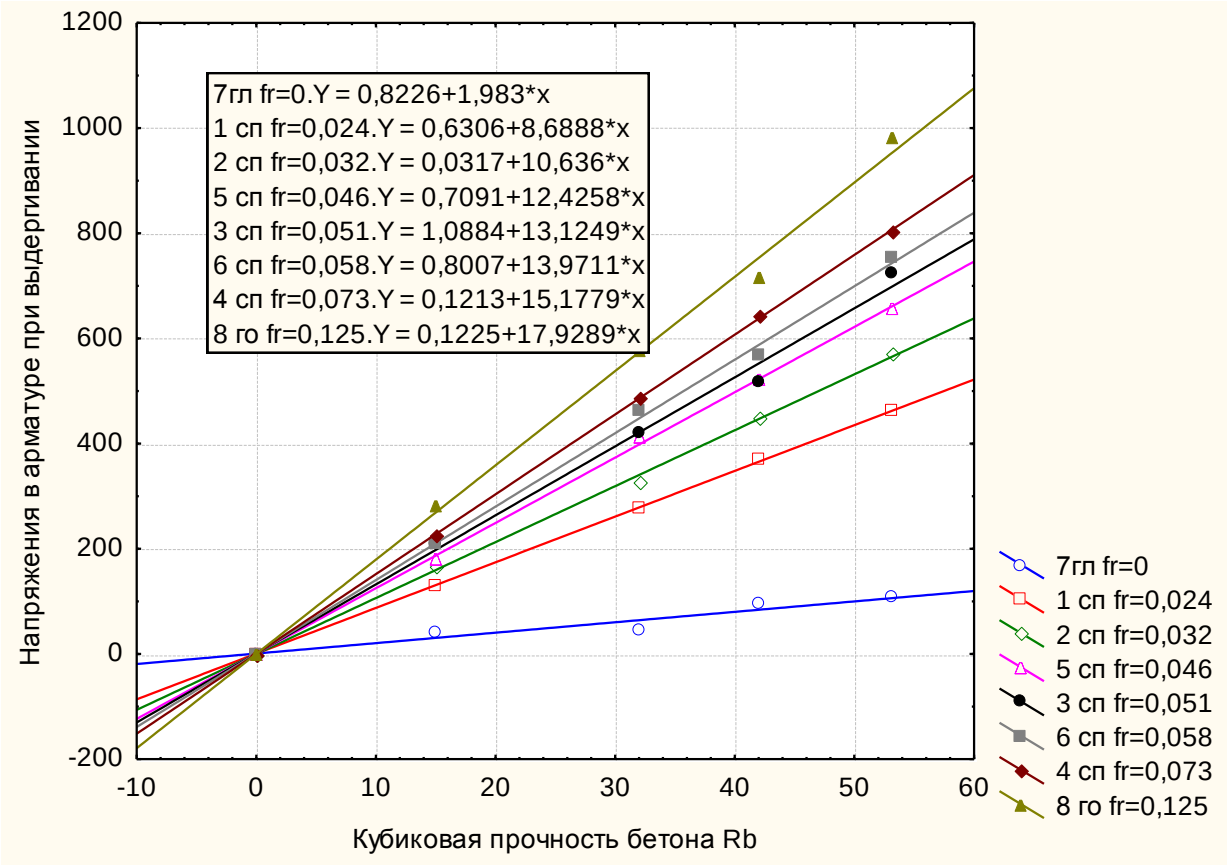


Рис. 5. Характер изменения напряжений в арматуре σ_s при выдергивании из бетона в зависимости от изменения кубиковой прочности R_b при выполнении граничного условия – кубиковая прочность бетона $R_b = 0$, напряжения в арматуре при выдергивании $\sigma_s = 0$ и корректировки некоторых результатов испытаний.

Значения свободных членов в уравнениях на рис. 5 имеют значения близкие к нулю, то есть граничное условие выполняется достаточно близко для всех индексов профилей.

Расположим коэффициенты линейных зависимостей $\sigma_s - K \cdot R_b$ представленные на рис. 5 в таблице в соответствии с изменением относительной площади смятия f_r.

Коэффициент K в зависимостях $\sigma_s - K \cdot R_b$, относительная площадь смятия f_r и характеристика профиля арматуры $Б_A$.

Таблица 5

Индекс профиля	7 гл	1 сп	2 сп	5 сп	3 сп	6 сп	4 сп	8 го
Относительная площадь смятия f_r	0,00	0,024	0,032	0,046	0,051	0,058	0,073	0,125
Коэффициент K	1,983	8,6888	10,636	12,4258	13,1249	13,9711	15,1779	17,9289

После достижения граничного условия в результате проведенной корректировки результатов испытаний данные табл. 5 с высокой точностью соответствуют не линейной зависимости – логарифмической зависимости (рис. 7).

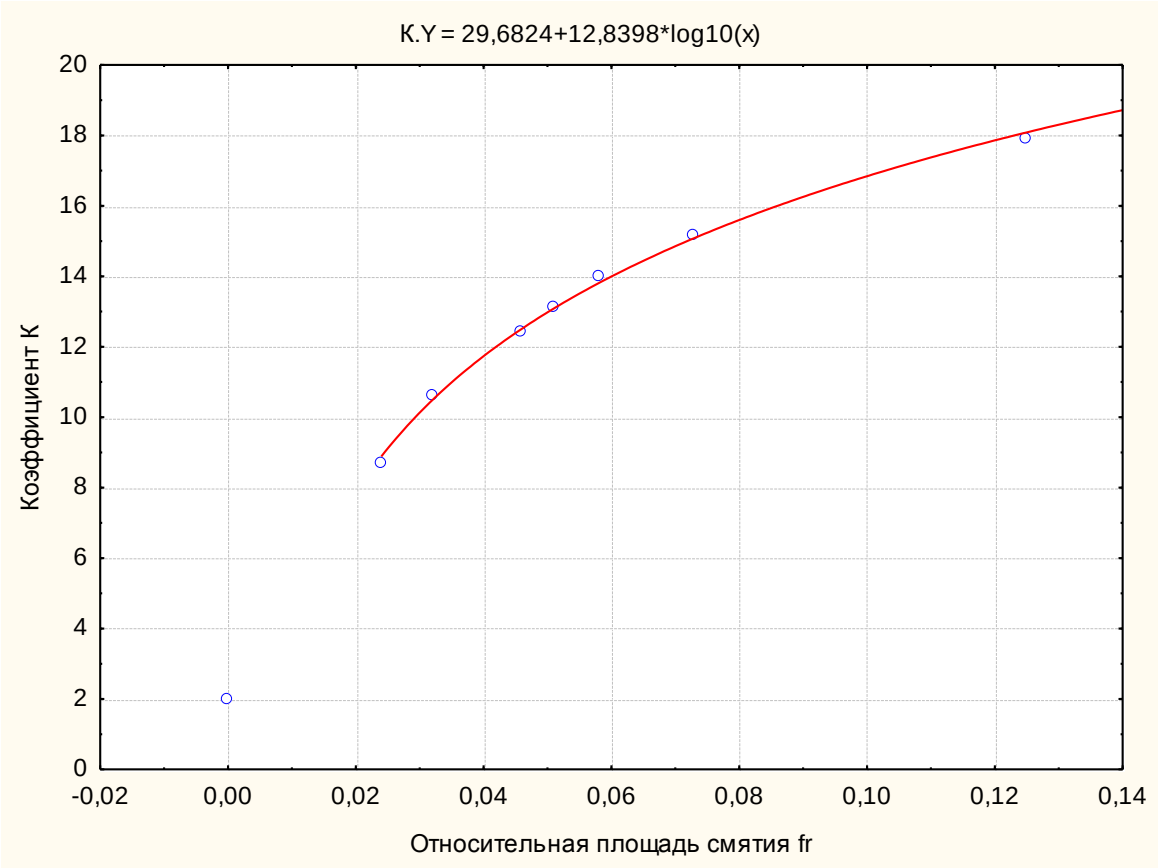


Рис. 7. Логарифмическая функция изменения коэффициента K в зависимости от величины относительной площади смятия f_r (табл. 5).

Зависимость $K - f_r$ выраженная логарифмической функцией

при значениях $f_r = 0{,}024 - 0{,}125$

$$K = 29{,}6824 + 12{,}8398 \cdot \log f_r,$$

соответственно напряжения в арматуре σ_s при выдергивании и прочность бетона R_b с учетом относительной площади смятия f_r

$$\sigma_s = (29{,}6824 + 12{,}8398 \cdot \log f_r) \cdot R_b$$

или

$$\sigma_s = 29{,}6824 \cdot (1 + 0{,}4326 \cdot \log f_r) \cdot R_b$$

Для гладкой арматуры величина коэффициента K составляет

$$K = 1{,}983,$$

и соответственно напряжения в арматуре σ_s при выдергивании и прочность бетона R_b

$$\sigma_s = 1{,}983 \cdot R_b$$

На основании формулы

$$\sigma_s = 29{,}6824 \cdot (1 + 0{,}4326 \cdot \log f_r) \cdot R_b,$$

можно утверждать, что зависимость $\sigma_s - f_r$, при относительной площади смятия f_r = 0,024 – 0,125 и выше, является не линейной логарифмической функцией, что необходимо учитывать при расчете базовой (основной) длины анкеровки арматуры периодического профиля.

Определим теоретические напряжения в арматуре при относительной площади смятия $f_r = 0{,}125$ и кубиковой прочности бетона $R_b = 53{,}2$ Н/мм^2

$$\sigma_s = 29{,}6824 \cdot (1 + 0{,}4326 \cdot \log f_r) \cdot R_b = 29{,}6824 \cdot (1 + 0{,}4326 \cdot \log 0{,}125) \cdot 53{,}2 = 962{,}1846$$

Полагая, что

$$\frac{l_{an}}{d} = 6{,}25 = \sigma_s = 962{,}1846$$

$$\frac{l_{0,an}}{d} = X = R_s = 1000$$

Определим $X = \dfrac{6{,}25 \cdot 1000}{962{,}1846} = 6{,}4956$

и из

$$\frac{l_{0,an}}{X \cdot d} = \frac{R_s}{29{,}6824 \cdot (1 + 0{,}4326 \cdot \log f_r) \cdot R_b}$$

Определим базовую (основную) длину анкеровки по значениям кубиковой прочности бетона при логарифмической зависимости f_r

$$l_{0,an} = \frac{6{,}4956 \cdot d \cdot R_s}{29{,}6824 \cdot (1 + 0{,}4326 \cdot \log f_r) \cdot R_b} = \frac{d \cdot R_s}{4{,}5696 \cdot (1 + 0{,}4326 \cdot \log f_r) \cdot R_b}$$

Так как нелинейный характер изменения относительной площади смятия f_r не зависит от способа определения прочности бетона, выполним корректировку формулы расчета базовой (основной) длины анкеровки арматуры полученную в предположении линейной зависимости

$$l_{0,an} = \frac{d \cdot R_s \cdot \sin\beta}{8 f_r \cdot R_{b,n}},$$

и с учетом логарифмической зависимости для характера разрушения “срез” получим базовую (основную) длину анкеровки

$$l_{0,an} = \frac{d \cdot R_s \cdot \sin\beta}{4{,}5696 \cdot (1 + 0{,}4326 \cdot \log f_r) \cdot R_{b,n}},$$

Для гладкой арматуры

$$\sigma_s = 1{,}983 \cdot R_b = 1{,}983 \cdot 53{,}2 = 105{,}4956$$

Полагая, что

$$\frac{l_{an}}{d} = 6{,}25 = \sigma_s = 105{,}4956$$

$$\frac{l_{0,an}}{d} = X = R_s = 1000$$

Определим $X = \frac{6{,}25 \cdot 1000}{105{,}4956} = 59{,}244$

и из

$$\frac{l_{0,an}}{X \cdot d} = \frac{R_s}{1{,}983 \cdot R_b}$$

Определим базовую (основную) длину анкеровки для гладкой арматуры при линейной зависимости

$$l_{0,an} = \frac{59{,}244 \cdot d \cdot R_s}{1{,}983 \cdot R_b} = \frac{d \cdot R_s}{0{,}0335 \cdot R_b}$$

или при призменной прочности бетона $R_{b,n} = 0{,}75 \cdot R_b$ [3]

$$l_{0,an} = \frac{d \cdot R_s}{0{,}0335 \cdot \frac{R_{b,n}}{0{,}75}} = \frac{d \cdot R_s}{0{,}0447 \cdot R_{b,n}} = \frac{2{,}237 \cdot d \cdot R_s}{R_{b,n}}$$

Выводы

1. Нелинейный характер $\sigma_s - f_r$ наиболее точно описывается логарифмической зависимостью при этом базовую (основную) длину анкеровки определяют по формуле

$$l_{0,an} = \frac{d \cdot R_s \cdot \sin\beta}{4{,}5696 \cdot (1 + 0{,}4326 \cdot \log f_r) \cdot R_{b,n}}$$

2. Базовая (основная) длина анкеровки гладкой арматуры

$$l_{0,an} = \frac{2{,}237 \cdot d \cdot R_s}{R_{b,n}}$$

3. При проведении анализа результатов испытаний на выдергивание стержней арматуры периодического профиля из бетона выполнении граничного условия – кубиковая прочность бетона $R_b = 0$, напряжения в арматуре при выдергивании $\sigma_s = 0$ является обязательным.

Список литературы

1. Бедарев В.В., Бедарев Н.В., Бедарев А.В. Базовая длина анкеровки арматуры периодического профиля с учетом относительной площади смятия и характера разрушения бетона // Бетон и железобетон. 2013. № 1. С.18–23.

2. Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций. М. Воентехлит, 2000, 256 с.

3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М.: Стройиздат, 1985 с. 27.

Бедарев Владимир Васильевич, ООО «Ригул», директор, канд. техн. наук, 654080 Кемеровская обл., г. Новокузнецк, ул. Кирова 99-318, тел./факс 8 384 3 76 84 05, e-mail: ooo-rigul@mail.ru
Бедарев Никита Владимирович, ООО «Ригул», заместитель директора по производству, 654080 Кемеровская обл., г. Новокузнецк, ул. Кирова 99-318, тел./факс 8 384 3 76 84 05, e-mail: ooo-rigul@mail.ru
Бедарев Андрей Владимирович, ООО «Стройинжиниринг», главный инженер, 654080, Кемеровская обл., г. Новокузнецк, ул. Кирова 99-318, e-mail: ooo-rigul@mail.ru

Для цитирования:
Бедарев В.В. Зависимость $\sigma_s - f_r$ при расчете базовой длины анкеровки арматуры периодического профиля / В.В. Бедарев, Н.В. Бедарев, А.В. Бедарев // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 75 – 86.

Citation:
Bedarev V.V. Dependence in calculating basic anchorage length ribbed bar / V.V. Bedarev, N.V. Bedarev, A.V. Bedarev // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 75 - 86.

УДК 624.012.4

ПРОЧНОСТЬ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ИЗГОТОВЛЕННЫХ НА ЩЕБНЕ ИЗ БЕТОНА

Н.Г. Головин, А.А. Пахратдинов
ФГБОУ ВПО «МГСУ», г. Москва, Россия

Аннотация.
В статье приведены результаты экспериментальных исследований прочности сжатых железобетонных элементов на малощебеночном бетоне, в котором в качестве крупного заполнителя использован щебень, полученный при переработке железобетонного лома. Проведен сравнительный анализ эффективности использования в этих элементах стальной арматуры классов А240, А500С и А600С, а также композитной арматуры.

COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE ELEMETS MADE OF CONCRETE RUBBLE ON

Abstract.
This paper presents the results of experimental studies of strength of compressed concrete elements on maloschebenochnom concrete, wherein the coarse aggregate used rubble produced during the processing of scrap concrete. A comparative analysis of the use of these elements in the steel reinforcement classes A240, A500S and A600S, and composite reinforcement.

Одним из важнейших резервов экономии материальных и энергетических ресурсов в области строительной индустрии является использование отходов предприятий сборного железобетона и строительных объектов в виде бетонного лома. Во многих случаях непригодные бетонные и железобетонные изделия длительное время хранятся на складах заводов-изготовителей, закапываются в землю, что загрязняет окружающую среду и лишает промышленность

значительного объема дорогостоящего материала. Ежегодно в России образуется около 6 млн тонн отходов бетона и железобетона, а в ближайшее время прирост объема бетонного лома при разборке зданий прогнозируется до 15-17 млн. тонн в год.

В первые годы реализации программы сноса 5-этажных ветхих зданий стройкомплекс Москвы не был достаточно подготовлен для решения двуединой задачи быстрого, безопасного для окружающей застройки сноса панельных 5-ти этажных зданий и утилизации огромного количества строительных отходов, основную долю которых составляли разрушенные железобетонные конструкции. Явно не хватало оборудования для демонтажа зданий; мобильных комплексов по переработке железобетонного лома насчитывалось около десятка и они могли переработать не более десятой части отходов. Практика разрушения зданий путем взрыва исключала возможность дальнейшей переработки строительных отходов и они вывозилось на свалку. Ограниченные возможности приема строительных отходов полигонами захоронения ТБО, а, следовательно, и высокие цены привели к появлению большого количества несанкционированных и стихийных свалок в лесах и оврагах Подмосковья, что способствовало ухудшению экологической ситуации в московском регионе.

В настоящее время значительные по объему программы реконструкции городской застройки уже реализуются или намечены к реализации в Санкт-Петербурге, Екатеринбурге, Новосибирске и других крупных городах Российской Федерации и стран СНГ. Это связано с необходимостью вывода промышленных предприятий, многие из которых занимают значительные площади в центральной зоне городов и практически не функционируют, сносом ветхих и 5-ти этажных панельных жилых строений, модернизацией городских магистралей.

Увеличиваются объемы переработки бетонного лома и, следовательно, возрастает актуальность эффективного использования в строительстве продуктов переработки.

При подготовке к проведению экспериментальных исследований и изготовлению опытных образцов были рассмотрены возможные схемы использования продуктов переработки бетонного лома в технологии бетонов для монолитного домостроения, производства бетонных и железобетонных изделий массового применения, исследования которых проведены в МГСУ [1]:

а) бетоны на вторичных заполнителях – щебне из бетона стандартных фракций и отсеве крупностью 0-5 мм;

б) бетоны на щебне из бетона и природном мелком заполнителе;

в) бетоны с замещением части природного крупного заполнителя щебнем из бетона;

г) малощебеночные бетоны на щебне из бетона.

В результате рассмотрения для изготовления опытных образцов были приняты малощебеночные бетоны, которые характеризуются содержанием крупного заполнителя менее 1200 $кг/м^3$ при повышенном расходе мелкого заполнителя. Исследования [2,3] позволили установить величину доли песка в смеси заполнителей равной 0,55…..0,65, что обеспечивает наилучшую формуемость малощебеночных бетонных смесей при одинаковой подвижности. Снижение

содержания песка приводит к увеличению структурной вязкости вследствие уменьшения величины раздвижки зерен крупного заполнителя. Увеличенное содержание песка в смеси заполнителей также приводит к увеличению структурной вязкости, поскольку возрастает суммарная удельная поверхность смеси заполнителей.

Для приготовления бетонной смеси, используемой при изготовлении опытных образцов и контрольных кубов к ним, был подобран состав бетона с относительным содержанием песка в смеси заполнителей равным 0,64, использованием дробленого щебня из бетона смеси фракций 10 – 20 и 20 – 40 и расходе цемента 400 $кг/м^3$. Были запроектированы и изготовлены на одном составе бетона 5 серий образцов (по два образца в каждой серии), отличающихся видом и классом арматуры. В образцах I серии арматура не устанавливалась.

Общий вид и схема армирования опытных образцов показаны на рис.1, их характеристики даны в табл.1.

Для армирования опытных образцов использовалось арматура диаметром $\emptyset$16 классов А240 (серия 2), А500С (серия 3), А600С (серия 4) и композитная (стеклопластиковая) арматура. Для оценки физико-механических характеристик проведены испытания образцов арматуры на испытательной машине «INSTRON 1000 HDX» с записью диаграммы «σ – ε» экстензометричесим датчиком. Диаграммы деформирования стальной арматуры всех классов представлены на рис. 2. Характеристики композитной арматуры приняты по литературным источникам [4,5].

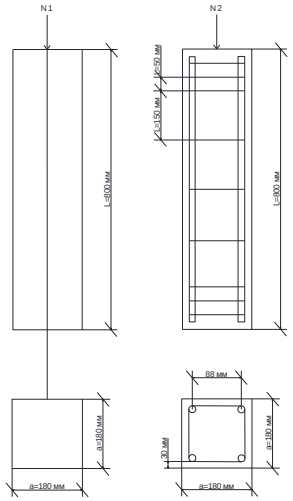


Рисунок 1. Общий вид и схема армирования опытных образцов

Таблица 1

№ п/п	Шифр образца	Геометрические характеристики			Шаг хомутов, мм	Армирование		Кубиковая прочность бетона R, МПа
		b, мм	h, мм	H, мм		Ø, класс, количество	A_s, $см^2$	
1	КБ 1-1	180	180	800	-	-	-	32,4
2	КБ 1-2	180	180	800	-	-	-	32,4
3	КС 2-1	180	180	800	150	4Ø16А240	8,04	31,6
4	КС 2-2	180	180	800	150	4Ø16А240	8,04	31,6
5	КС 3-1	180	180	800	150	4Ø16А500С	8,04	31,6
6	КС 3-2	180	180	800	150	4Ø16А500С	8,04	31,6
7	КС 4-1	180	180	800	150	4Ø16А600С	8,04	31,6
8	КС 4-2	180	180	800	150	4Ø16А600С	8,04	31,6
9	КСП 5-1	180	180	800	150	4Ø16 СПА	8,04	31,6
10	КСП 5-2	180	180	800	150	4Ø16 СПА	8,04	31,6

Примечание: Первая буква шифра образца обозначает вид конструкции («К» - колонна); вторая буква - тип арматуры «С» «СП» С – стальная арматура, СП – стеклопластиковая арматура.

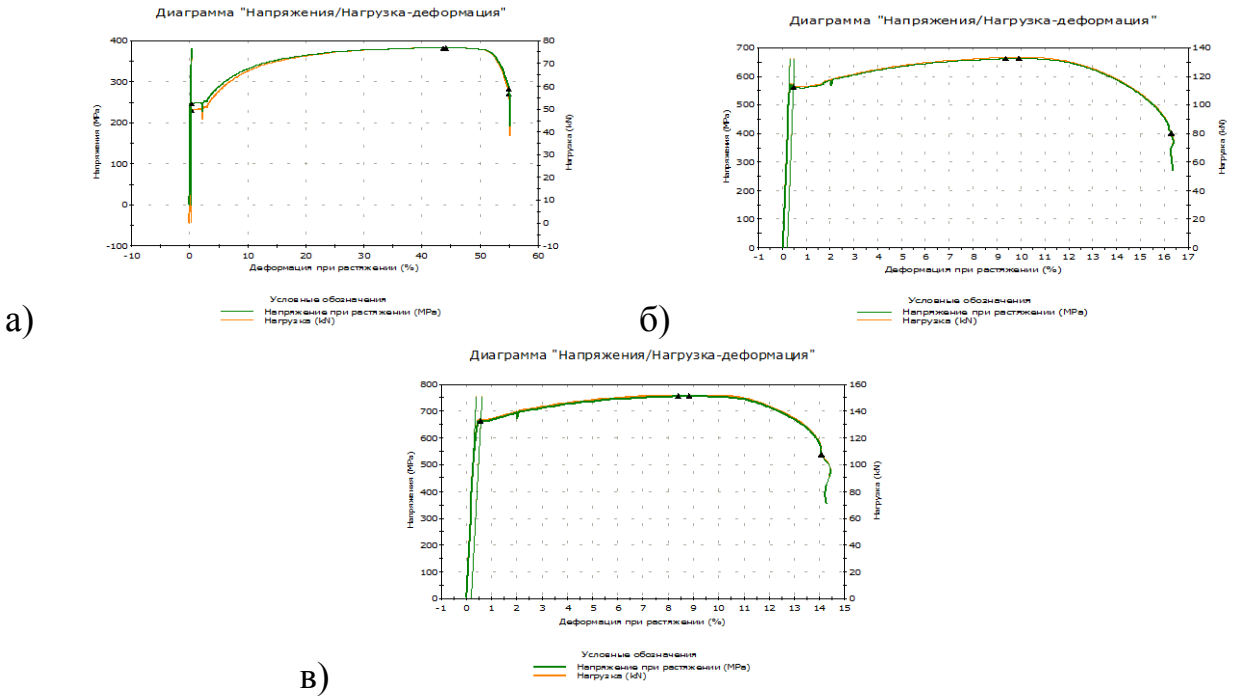


Рисунок 2 - Диаграммы деформирования « σ (N) – ε » арматурных сталей а) Ø16 А240, б) Ø16 А500С, в) Ø16 А600С

Испытание опытных образцов на осевое сжатие проведено на испытательной машине «INSTRON 1000 HDX». Перед испытанием образцы оснащались приборами для измерения продольных и поперечных деформаций бетона (рис. 3.).

Предварительно перед нагружением проводилась центровка образцов. Нагружение образцов проводилось этапами с приращением нагрузки на каждом этапе не более 0,1 $N_{разр}$. На каждом этапе проводилось выдержка под нагрузкой в течение 10 мин., отсчеты по приборам снималось дважды, вначале и в конце выдержки. Диаграммы деформирования «$N - \varepsilon_b$», полученные по результатам обработки данных, представлены на рис. 4.

Рисунок 3. Опытные образцы перед испытанием (а) и после разрушения (б)

Из условия совместной работы бетона и арматуры определялись напряжения в стадии разрушения $\varepsilon_{s,c} = \varepsilon_{b,ult} * E_s$ с учетом выполнения условия $\sigma_s \leq \sigma_y$.

По результатам испытания бетонных образцов I серии определялась призменная прочность бетона и определялась расчетом несущая способность

$$N_{теор} = R_b * A + \sigma_{s,c} * A_s.$$

Модуль упругости арматуры E_s принимался равным $2 * 10^5$ МПа для арматуры классов А240; А500; А600; и $0{,}55 * 10^5$ –для композитной арматуры [5]

На рис. 5. представлены результаты сравнения опытных и расчетных значений разрушающей нагрузки. Расхождение менее опытными и расчетными значениями находилось в предела текучести от (0,47….13,67)%

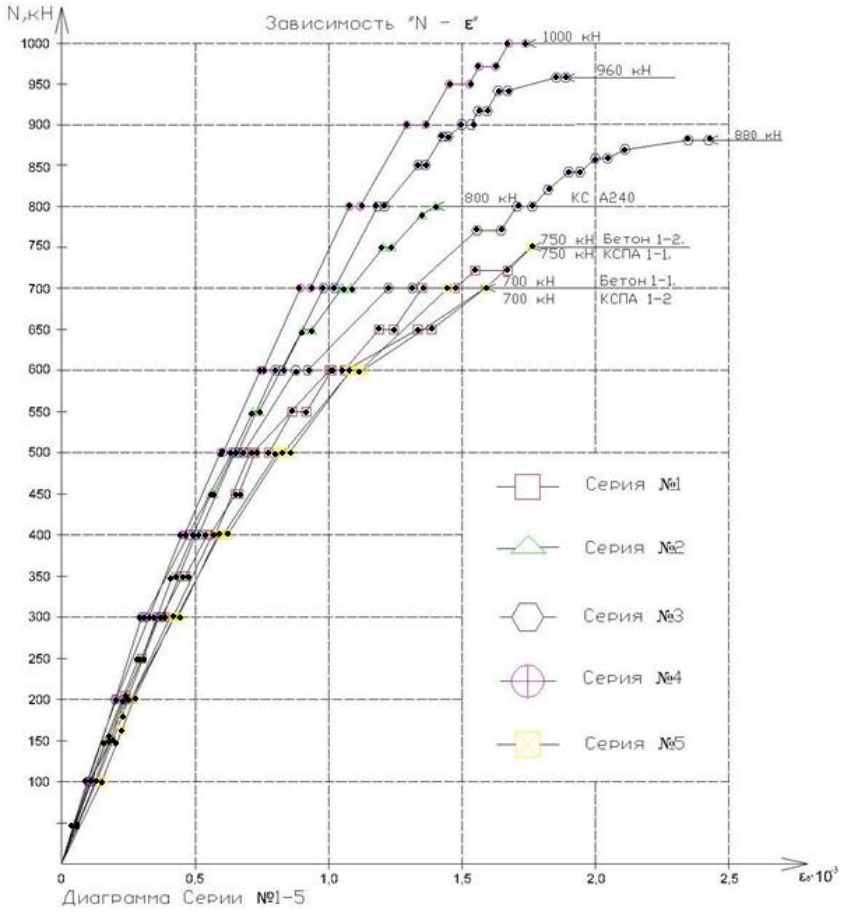


Рисунок 4. Диаграммы деформирования «$N - \varepsilon_b$» опытных образов всех серий

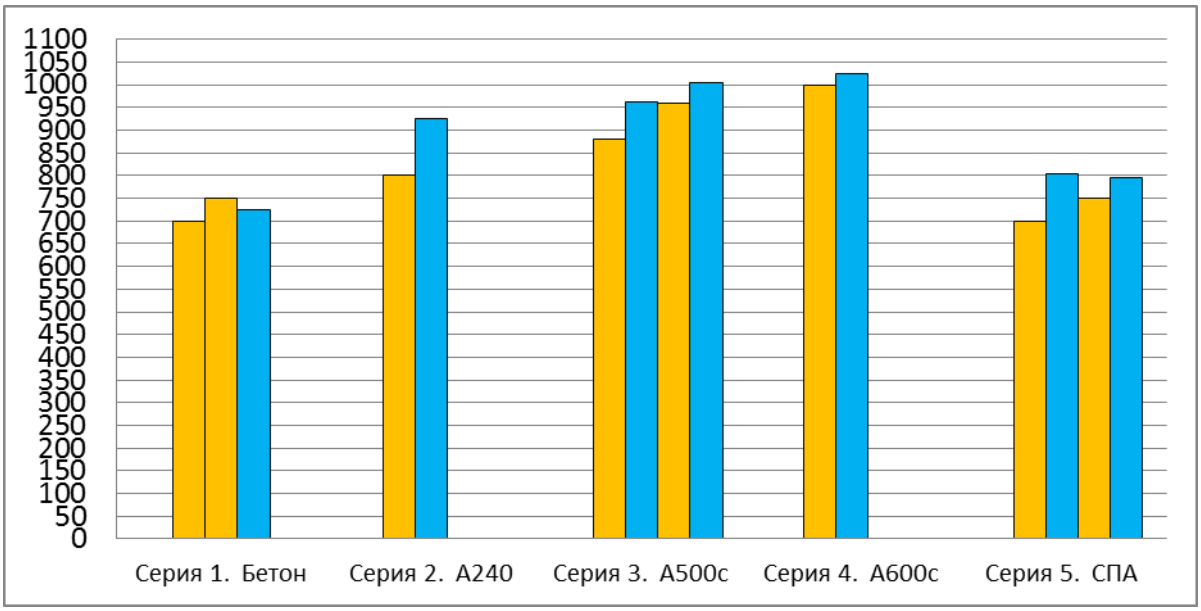


Рисунок 5. Сравнение опытных и расчетных значений разрушающей нагрузки (… - опыт, … - расчет)

Выводы:

1) Результаты проведенных исследований подтверждают возможность применения щебня из бетона для получения бетонов классов по прочности на сжатие до В25 включительно, что открывает возможность их эффективного использования в сжатых железобетонных элементах. Для более обоснованной оценки напряженно- деформированного состояния необходимы испытания длительной нагрузкой.

2) Зафиксированные при разрушении образцов деформации бетона составляли $\varepsilon_{b,ult}$=(1,40…1,85)*10^3. При этом напряжения в арматуре классов А500С и А600С не достигли расчетного сопротивления на сжатие. Напряжения в композитной арматуре не превышали 100 МПа и ее влияние на повышение несущей способности по сравнению с образцами из бетона незначительно.

Литература

1. Головин Н.Г., Алимов Л.Н., Воронин В.В. Проблема утилизации железобетона и поиск эффективных путей ее решения.// Вестник МГСУ 2010 г. с.65

2. Калиев И.П., Алимов Л.А., Воронин В.В. Перспективы повышения эффективности малощебеночных бетонов, //«Бетон и железобетон», М.: СИ 1991 г. С.13 – 15.

3. Воронин В.В., Алимов Л.В., Балакшин А.С. Малощебеночный бетон на щебне из бетонного лома //Технология бетонов: Сборник научных трудов ИСА. М.: МГСУ, 2010. № 3-4. - С. 20,28.

4. Блазнов А.Н., Савин В.Ф., Волков Ю.П., Тихонов В.Б.// Механика композиционных материалов и конструкций. 2007. Т. 13. № 3. С. 426 – 440.

5. ГОСТ 31938-2012. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций.

Ключевые слова: железобетонный лом; переработка; щебень из бетона; железобетон; арматура; испытания.

Keywords: iron concrete crowbar; the conversions; the macadam from concrete; the reinforced concrete; armature; test.

Головин Николай Григорьевич - Московский государственный строительный университет, г. Москва, кандидат технических наук, профессор. E-mail: golovinng@mgsu.ru

Пахратдинов Алпамыс Абдирашитович - Московский Государственный строительный университет, г. Москва, аспирант кафедры «Строительные материалы». E-mail: alpamis-85@mail.ru

Golovin Nikolay Grigorievich - the Moscow State building university, Moscow, Candidate of the technical sciences, professor. E-mail: golovinng@mgsu.ru

Pahratdinov Alpamys Abdirashitovich - Moscow State building university, Moscow Graduate student by pulpit "BUILDING MATERIAL". E-mail: alpamis-85@mail.ru

Для цитирования:
Головин Н.Г. Прочность сжатых железобетонных элементов, изготовленных на щебне из бетона / Н.Г. Головин, А.А. Пахратдинов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 86 – 93.

Citation:
Golovin N.G. Compressive strength of concrete elements made of concrete rubble on / N.G. Golovin, A.A. Pahratdinov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 86 – 93.

УДК 691.492

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ТРЕНИЯ ЖЕЛЕЗНОГО ПОРОШКА ПЖ-5

Е.Г. Гоник
ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

Аннотация.
Опытным путем определены коэффициенты трения для железного порошка ПЖ-5.

THE FRICTION COEFFICIENT OF IRON POWDER RV-5

Abstract.
We empirically determined coefficients of friction for iron powder RV-5.

В современных условиях сыпучие материалы транспортируются автоцистернами. Для исследований поведения цистерны, заполненной сыпучим материалом, необходимо знать коэффициент внутреннего трения сыпучего материала и коэффициент трения между сыпучем материалом и стенкой цистерны. Не для всех сыпучих материалов дается в справочниках значения коэффициентов трения. В данной работе опытным путем определены коэффициенты трения для железного порошка ПЖ-5.

1. Определение коэффициента внутреннего трения железного порошка ПЖ-5.

Коэффициент внутреннего трения железного порошка ПЖ-5 определяли методом «насыпи» рис.1. Экспериментально установлено, что коэффициент внутреннего трения равен тангенсу угла наклона откоса сыпучих материалов[1]. Насыпали железный порошок с разных высот: 1- с высоты 10см, 2- с высоты 20см, 3- с высоты 30см. У данной насыпи определяли высоту и радиус круга в основании. Коэффициент внутреннего трения определялся отношением высоты к радиусу насыпи.

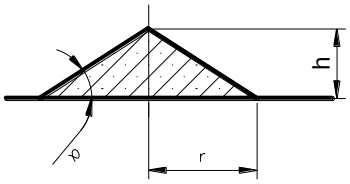


Рис.1.

По обработке результатов получилось, что угол внутреннего трения железного порошка равен 30-33^{o}. Тогда среднее значение коэффициента внутреннего трения железного порошка ПЖ-5 будет по формуле (1):

$$f = tg\alpha = tg31{,}5^{0} = 0{,}613 \qquad (1).$$

2. Опытное определение коэффициента трения между материалом цистерны и железным порошком ПЖ-5.

Для опытного определения коэффициента трения между материалом цистерны и железным порошком ПЖ-5 была собрана установка, показанная на рис. 2.

В качестве контейнера использовалась труба, которая заполнялась железным порошком ПЖ-5. Диаметр контейнера 65,6мм.

До начала испытания на металлический штатив устанавливали пластину, выполненную из того же материала, что и цистерна. К пластине крепили динамометр для измерения сдвигающей силы. На пластину вертикально устанавливали контейнер, закрепляя хомутами к металлическому штативу.

Опыт проводили засыпая контейнер железным порошком различной высоты, создавая тем самым различные давления на пластину. Загружали контейнер по 250 гр. железного порошка ПЖ-5. Прикладывали к пластине горизонтальную нагрузку. При скольжение пластины снимали значение силы с динамометра и записывали в таблицу. Затем добавляли еще 250гр. железного порошка ПЖ-5 и повторяли опыт. Добавляли по 250гр. до тех пор, пока контейнер не заполнится.

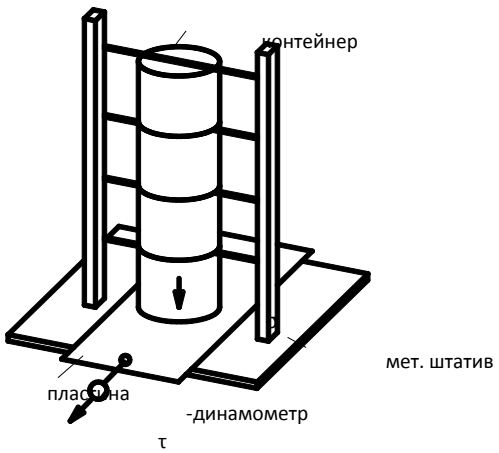


Рис.2. Установка для определения коэффициента трения.

Статистическая обработка результатов опыта представлена на диаграмме рис. 3. Нормальное напряжение σ,кПа определяли по формуле (2),

$$\sigma = F_в/A, \qquad (2)$$

а касательное напряжение τ, кПа по формуле (3).

$$\tau = F_г/A \qquad (3)$$

где $F_в$- вертикальная нагрузка, масса железного порошка,

$F_г$ – горизонтальная нагрузка, показание динамометра,

А- площадь поперечного сечения железного порошка.

На графике по вертикальной оси откладывали предельное сдвигающее напряжение τ,кПа, а по горизонтальной оси соответствующее сжимающее напряжение σ,кПа. Точками представлены результаты опытов, а диаграмма предельных сопротивлений сдвигу – прямая линия.

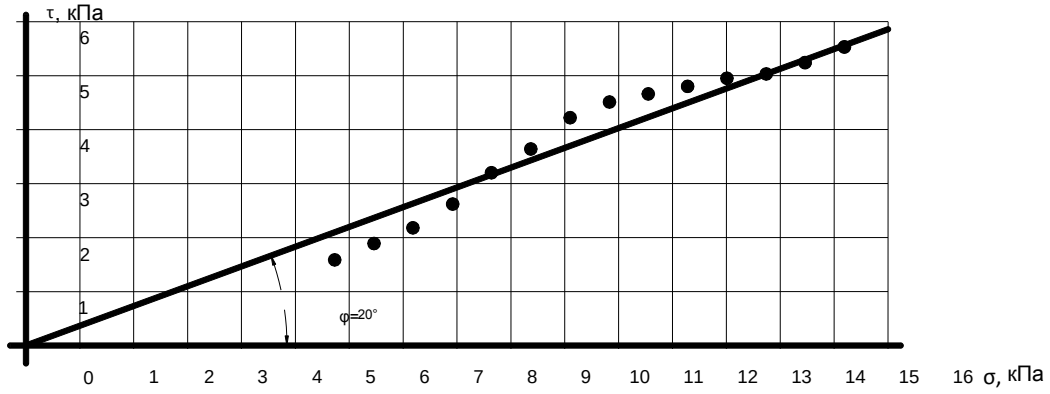


Рис.3. Диаграмма предельного сопротивления сдвигу.

Согласно этой диаграмме записали формулу (4):

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\varphi \qquad (4)$$

где $\operatorname{tg}\varphi = f$ -- коэффициент трения.

По диаграмме среднее значение угла трения равняется 20^o. Следовательно, среднее значение коэффициента трения между материалом цистерны и железным порошком ПЖ-5 будет по формуле (5):

$$f = \operatorname{tg}\varphi = \operatorname{tg}20^o = 0{,}364 \qquad (5).$$

Литература

1. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс): учебник для вузов.-3-е изд., доп. – М.: Высш. Школа, 1979. - 272 с., ил.

Ключевые слова: коэффициент внутреннего трения, железный порошок ПЖ-5, коэффициент трения, контейнер, цистерна, динамометр, диаграмма.

Keywords: coefficient of internal friction, iron powder RV-5, the coefficient of friction, container, tank, dynamometer diagram.

Гоник Екатерина Григорьевна, ассистент кафедры строительных конструкций строительного факультета ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова»

Gonick Ekaterina G., Assistant Professor of the Department of Civil Engineering Faculty SC Ulianov "Chuvash State University. IN Ulyanov "

Для цитирования:
Гоник Е.Г. Определение коэффициентов трения железного порошка пж-5 / Е.Г. Гоник // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 93 – 96.

Citation:
Gonick E.G. Determination of the coefficients of friction of iron powder RV-5 / E.G. Gonick // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 93 – 96.

УДК 69.04

АНАЛИЗ КОЭФФИЦИЕНТОВ ЧУВСТВИТЕЛЬНОСТИ СВОЙСТВ ПЛОСКОГО КАРКАСА НА УПРУГО-ПОДАТЛИВОМ ОСНОВАНИИ.

Г.Н. Дмитриев, С.А. Шатовкин
ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

Аннотация.
В работе получен алгоритм анализа коэффициентов чувствительности свойств каркасных зданий на упруго-податливом основании. На примере 3-этажной 4-пролетной плоской рамы с отдельно стоящими фундаментами проанализированы коэффициенты чувствительности изгибающих моментов в сечениях каркаса и осадок фундаментов по всей совокупности конструктивных параметров каркаса и параметров грунта. Получены количественные подтверждения гипотез о перераспределениях изгибающих моментов и взаимодействиях каркасов зданий и податливых оснований.

ANALYSIS OF THE SENSITIVITY COEFFICIENTS PROPERTIES FLAT FRAME TO ELASTICALLY PLIABLE BASE

Abstract.
In this paper an algorithm for the analysis of the sensitivity coefficients properties of frame buildings on the basis of the elastically pliable. On the example of a 3-storey 4-of-flight of a plane frame with separate foundations analyzed the sensitivity coefficients of the bending moments in the frame sections and sediment on the bases of the totality of the design parameters of the carcass and soil parameters. The quantitative confirmation of the hypothesis of reallocations of bending moments and interactions of building frames and ductile substrates.

Учет податливости основания при расчете строительных сооружений, особенно для каркасных зданий с отдельно стоящими фундаментами, является важной задачей. Усилия в сечениях каркаса и перемещения фундаментов вследствие деформации податливого основания, определенные независимо друг от друга по результатам расчета сооружения на абсолютно жестком основании, будут иметь известную погрешность, так как реакции опор и деформации основания являются взаимообусловленными величинами.

Современные проектируемые здания и сооружения зачастую являются многократно статически или кинематическими неопределимыми системами. Как следствие, свойства таких систем определяются сложными многопараметрическими зависимостями, а в случаях податливости основания, взаимозависимость свойств системы становится еще сложнее и не всегда очевидной.

С развитием современных программных комплексов задачи анализа и синтеза каркасных зданий на податливом основании перестала быть исключительной. При этом анализ результатов таких расчетов сводится к дополнительному исследованию соответствия свойств проектируемого здания с нормативными величинами. В случае несоответствия принимается решение об изменении параметров проектирования. Поскольку на практике свойства объекта проектирования определяются многопараметрическими функциями, становится актуальной задача исследования параметров, оказывающих наибольшее влияние на исследуемое свойство.

Методика анализа на основе функций чувствительности [1] позволяет получить более полную информацию по установлению взаимосвязи свойств объекта проектирования с его параметрами, в том числе и параметрами упруго-податливого основания.

Параметры проектируемого здания, упругого основания и внешних воздействий определены множеством $\alpha_1..\alpha_m$. Свойства $A_1..A_n$ здания являются функциями указанных параметров. Частная производная j-ого свойства по i-ому параметру $\left(\partial A_j / \partial \alpha_i\right)$ является функцией чувствительности j-ого свойства по i-ому параметру и характеризует степень влияния изменения i-ого параметра на исследуемое свойство [2, 3]. В работе анализируются коэффициенты чувствительности, являющиеся числовыми значениями функции чувствительности при номинальных значениях параметров и определены выражением $\tilde{\alpha}_i\left(\partial A_j / \partial \alpha_i\right)_0$, где $\tilde{\alpha}_i$- конечное малое приращение параметра α_i. Следует заметить, при анализе чувствительности свойств наибольшее влияние оказывает параметр с большим абсолютным значением коэффициента чувствительности. Положительный коэффициент чувствительности подразумевает, что увеличение параметра приведет к увеличению исследуемого свойства, отрицательный – к увеличению исследуемого свойства приведет уменьшение параметра.

В плоских системах независимыми перемещениями i-ого фундамента являются вертикальное перемещение Δ_{zi} (равномерное сжатие основания), горизонтальное перемещение Δ_{xi} (сдвиг), угол поворота $\Delta_{\varphi i}$ (неравномерное сжатие) [4, 5]. Вектор

перемещений i-ого фундамента в векторно-матричной форме $\mathbf{\Delta}_\mathrm{i} = \left[\Delta_{\mathrm{z}i}, \Delta_{\mathrm{x}i}, \Delta_{\varphi i}\right]^\mathrm{T}$ определяется выражением:

$$\mathbf{\Delta}_\mathrm{i} = \mathbf{B}_{\Delta\mathrm{i}} \mathbf{A}_{R\mathrm{i}}, \qquad (1)$$

где $\mathbf{B}_{\Delta\mathrm{i}} = \mathrm{diag}\left[1/\left(K_{\mathrm{z}i} A_{\mathrm{fi}}\right), 1/\left(K_{\mathrm{x}i} A_{\mathrm{fi}}\right), 1/\left(K_{\varphi i} I_{\mathrm{fi}}\right)\right]$ - диагональная матрица жесткостей основания, $\mathbf{A}_{R\mathrm{i}} = \left[N_\mathrm{i}, Q_\mathrm{i}, M_\mathrm{i}\right]^\mathrm{T}$ - матрица опорных реакций каркаса,

$K_{\mathrm{z}i} = \left(\omega_\mathrm{z}(\mathrm{d}_{\mathrm{fi}}) E_{\mathrm{g}i}\right) / \left(\sqrt{A_{\mathrm{fi}}}\left(1-\mu_\mathrm{i}^2\right)\right)$, $K_{\varphi i} = \left(\omega_\varphi(\mathrm{d}_{\mathrm{fi}}) E_{\mathrm{g}i}\right) / \left(\sqrt{A_{\mathrm{fi}}}\left(1-\mu_\mathrm{i}^2\right)\right)$, $K_{\mathrm{x}i} = \left(\omega_\mathrm{z}(\mathrm{d}_{\mathrm{fi}}) E_{\mathrm{g}i}\right) /$
$/\left(\sqrt{A_{\mathrm{fi}}}\left(1+\mu_\mathrm{i}\right)\left(1-\omega_\mathrm{x}(\mathrm{d}_{\mathrm{fi}})\mu_\mathrm{i}\right)\right)$- коэффициенты жесткости основания при равномерном сжатии, неравномерном сжатии и сдвиге соответственно, d_{fi} - отношение сторон подошвы фундамента, A_{fi} - площадь подошвы фундамента, I_{fi} - момент инерции подошвы фундамента относительно оси y, $E_{\mathrm{g}i}$ - модуль деформаций грунта, μ_i - коэффициент Пуассона грунта, $\omega_\mathrm{z}(\mathrm{d}_{\mathrm{fi}}), \omega_\mathrm{x}(\mathrm{d}_{\mathrm{fi}}), \omega_\varphi(\mathrm{d}_{\mathrm{fi}})$ - безразмерные коэффициенты.

Свойства рам с отдельно стоящими фундаментами определяются в векторно-матричной форме матрицами перемещений узлов $\mathbf{A}_\Delta$ и внутренних силовых факторами (ВСФ): изгибающими моментами $\mathbf{A}_M$, поперечными $\mathbf{A}_Q$ и продольными $\mathbf{A}_N$ силами.

Матрицы ВСФ определяются методом сил в векторно-матричной форме:

$$\mathbf{A}_M = \mathbf{A}_{MP} + \mathbf{A}_M^0 \mathbf{X}, \mathbf{A}_Q = \mathbf{A}_{QP} + \mathbf{A}_Q^0 \mathbf{X}, \mathbf{A}_N = \mathbf{A}_{NP} + \mathbf{A}_N^0 \mathbf{X}, \qquad (2)$$

где $\mathbf{A}_{MP}, \mathbf{A}_{QP}, \mathbf{A}_{NP}$ - матрицы ВСФ в сечениях основной системы от действий внешней заданной нагрузки; $\mathbf{A}_M^0, \mathbf{A}_Q^0, \mathbf{A}_N^0$ - матрицы ВСФ в сечениях основной системы от действий единичных сил; $\mathbf{X}$– вектор неизвестных.

Вектор $\mathbf{X}$ определяется по уравнению совместности деформаций:

$$\mathbf{X} = -\mathbf{A}_\delta^{-1} \mathbf{A}_{\Delta P},$$

где $\mathbf{A}_\delta = \mathbf{A}_M^{0\mathrm{T}} \mathbf{B}_M \mathbf{A}_M^0 + \mathbf{A}_{R0}^\mathrm{T} \mathbf{B}_\Delta \mathbf{A}_{R0}$ - квадратная матрица перемещений по направлению неизвестных от действия единичных сил, $\mathbf{A}_{\Delta P} = \mathbf{A}_M^{0\mathrm{T}} \mathbf{B}_M \mathbf{A}_{MP} + \mathbf{A}_{R0}^\mathrm{T} \mathbf{B}_\Delta \mathbf{A}_{RP}$ - матрица перемещений по направлению неизвестных от действия внешней нагрузки, $\mathbf{B}_M$ - матрица изгибных жесткостей, $\mathbf{A}_{R0}$ - матрица опорных реакций от действия единичных сил, $\mathbf{A}_{RP}$ - матрица опорных реакций от действия внешней нагрузки.

Заметим, при определении вектора $\mathbf{X}$, в отличие от классического метода сил, учитываются также деформации основания; в выражениях $\mathbf{A}_\delta$ и $\mathbf{A}_{\Delta P}$ первая составляющая характеризует деформации каркаса, вторая - деформации основания, выраженная как составной вектор деформаций отдельно стоящих фундаментов $\left[\mathbf{\Delta}_1, \mathbf{\Delta}_2, \ldots, \mathbf{\Delta}_\mathrm{k}\right]^\mathrm{T}$, вычисленных по (1).

Матрица перемещений узлов $\mathbf{A}_\Delta$ определяется равенством:

$$\mathbf{A}_\Delta = \mathbf{D}_{M0}^\mathrm{T} \mathbf{B}_M \mathbf{A}_M + \mathbf{D}_{R0}^\mathrm{T} \mathbf{B}_\Delta \mathbf{A}_R, \qquad (3)$$

где $\mathbf{D}_{M0}$ - матрица изгибающих моментов в сечениях основной системы от действия единичных сил в направлении искомых перемещений, $\mathbf{D}_{R0}$ - матрица опорных реакций от действия единичных усилий в направлении искомых перемещений в сечениях основной системы, $\mathbf{A}_R$ - матрица опорных реакций заданной системы от действия внешней нагрузки.

В качестве примера рассмотрена 3-этажная 4-пролетная плоская рама с отдельно стоящими фундаментами (рис. 1). Параметры системы: 1. Геометрические параметры: длины участков $L_{\mathrm{i}}(\mathrm{i}=1..50)$, площади $A_{\mathrm{si}}(\mathrm{i}=1..50)$ и отношения сторон $d_{\mathrm{si}}(\mathrm{i}=1..50)$ поперечных сечений элементов; площади подошв $A_{\mathrm{fj}}(\mathrm{j}=1...5)$, высоты подошв $\mathrm{h}_{\mathrm{fj}}(\mathrm{j}=1...5)$ и отношение сторон подошв $\mathrm{d}_{\mathrm{fj}}(\mathrm{j}=1...4)$ фундаментов. 2. Физические параметры: модули упругости элементов $E_{\mathrm{i}}(\mathrm{i}=1..50)$; модули деформаций грунта $E_{\mathrm{gj}}(\mathrm{j}=1...5)$ и коэффициенты Пуассона $\mu_{\mathrm{j}}(\mathrm{j}=1...5)$ грунта основания. 3. Внешние нагрузки: сосредоточенные силы $P_{\mathrm{k}}(\mathrm{k}=1..12)$, равномерно распределенные нагрузки интенсивности $q_{\mathrm{m}}(\mathrm{m}=1..50)$, объемный вес элементов γ.

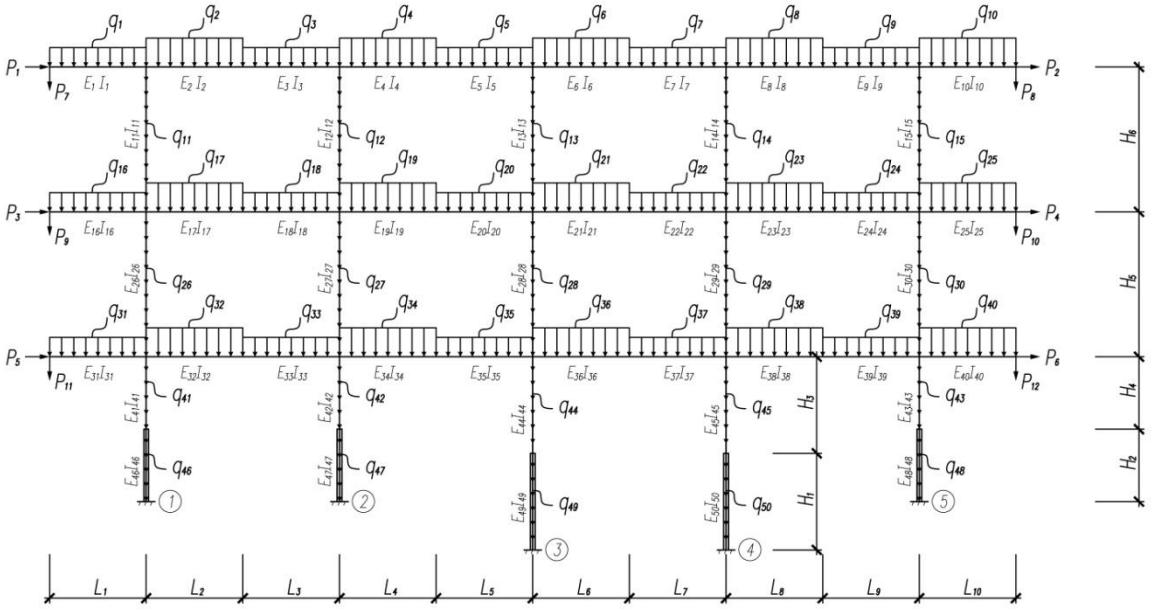


Рис. 1. Заданная система.

Основная система метода сил построена известным методом – с разрывом ригелей в серединах пролетов. Расчет выполнен в СКМ «Maple». Номинальные значения параметров приведены на рис. 2.

Элементы каркаса железобетонные с $E=30000\mathrm{МПа}$и объемным весом $\gamma=25\kappa H/м^3$; сечения колонн 40х40см, ригелей - 30х40(h)см, стаканов фундаментов - 120х120см. Размеры подошв фундаментов – 180х180см. Грунты пылевато-глинистые с $\mu=0.3$, модули деформаций: $E_{\mathrm{g1}}=14\mathrm{МПа}$, $E_{\mathrm{g2}}=14\mathrm{МПа}$, $E_{\mathrm{g3}}=9\mathrm{МПа}$, $E_{\mathrm{g4}}=9\mathrm{МПа}$, $E_{\mathrm{g5}}=12\mathrm{МПа}$ (нумерацию фундаментов см. рис. 2).

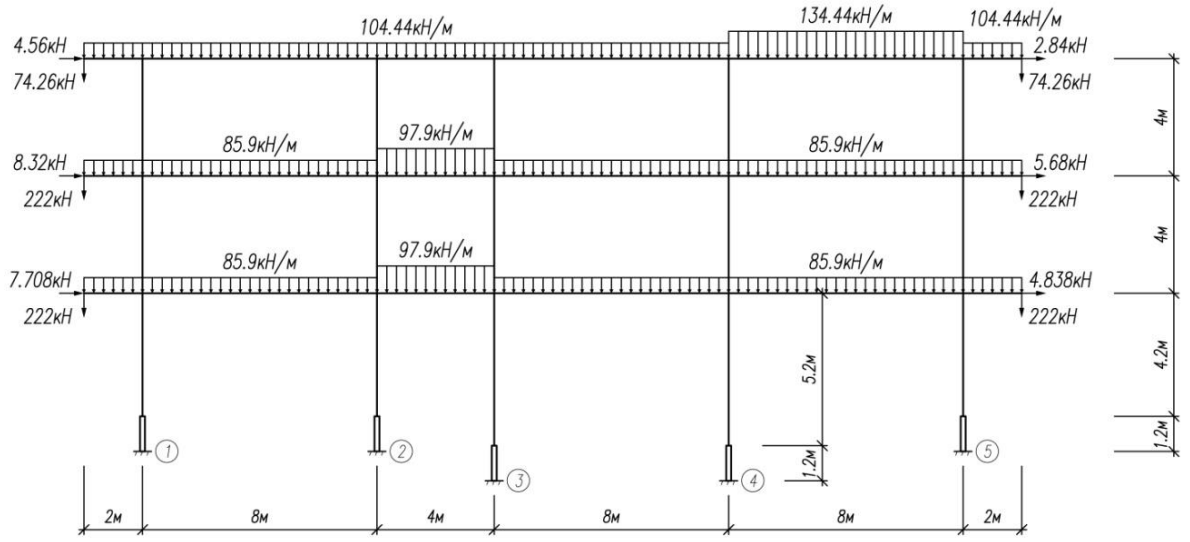


Рис. 2. Номинальные значения параметров

ВСФ определены по (2), эпюра изгибающих моментов приведена на рис. 3. Вертикальные перемещения опор $\mathbf{A}_\Delta = [78.3 \quad 72.4 \quad 89.9 \quad 126.2 \quad 102.4]^T$ (мм) определены по (3).

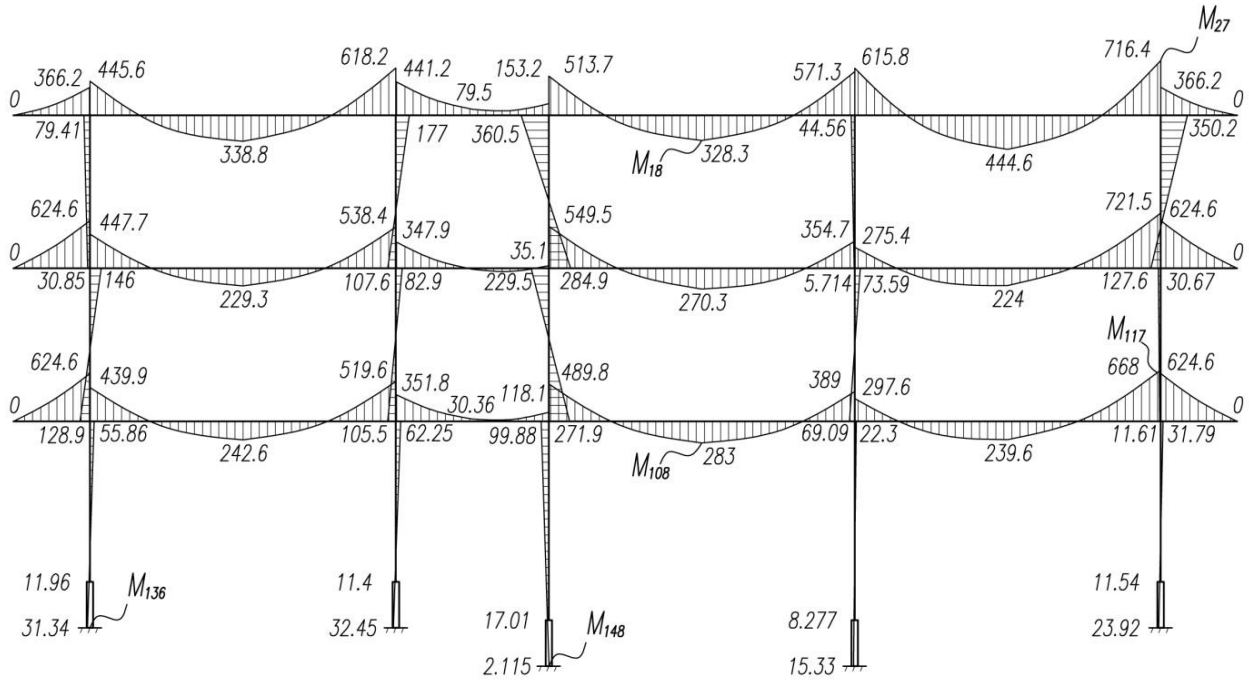


Рис. 3. Эпюра изгибающих моментов (кН·м).

В табл. 1-5 приведены первые восемь коэффициентов чувствительности осадок фундаментов, а в табл. 6-11 – первые восемь коэффициентов чувствительности изгибающих моментов. Обозначения изгибающих моментов указаны на рис. 3. Принятые масштабные коэффициенты: в табл. 1-5 - 10^{-6}, в табл. 6-11 - 10^{-3}.

Табл. 1

α_i	$\tilde{\alpha}_i\left(\frac{\partial \Delta_1}{\partial \alpha_i}\right)_0$
E_{g1}	-73.39
A_{f1}	-36.63
L_1	22.72
L_2	20.87
μ_1	-14.52
E_{g2}	-6.86
A_{f2}	-3.50
L_{10}	-2.25
…	…

Табл. 2

α_i	$\tilde{\alpha}_i\left(\frac{\partial \Delta_2}{\partial \alpha_i}\right)_0$
E_{g2}	-49.77
A_{f2}	-24.59
E_{g3}	-19.24
L_2	16.60
A_{f3}	-9.93
μ_2	-9.84
L_4	7.43
E_{g1}	-7.42
…	…

Табл. 3

α_i	$\tilde{\alpha}_i\left(\frac{\partial \Delta_3}{\partial \alpha_i}\right)_0$
E_{g3}	-50.23
A_{f3}	-24.48
E_{g2}	-24.16
L_6	20.69
L_4	18.63
E_{g4}	-12.83
A_{f2}	-12.39
μ_3	-9.94
…	…

Табл. 4

α_i	$\tilde{\alpha}_i\left(\frac{\partial \Delta_4}{\partial \alpha_i}\right)_0$
E_{g4}	-94.80
A_{f4}	-47.04
L_8	36.83
L_6	31.81
μ_4	-18.75
E_{g5}	-13.06
E_{g3}	-9.09
A_{f5}	-6.68
…	…

Табл. 5

α_i	$\tilde{\alpha}_i\left(\frac{\partial \Delta_5}{\partial \alpha_i}\right)_0$
E_{g5}	-95.09
A_{f5}	-47.48
L_{10}	25.97
L_8	22.42
μ_5	-18.81
E_{g4}	-12.04
A_{f4}	-6.16
A_{s23}	2.77
…	…

Табл. 6

α_i	$\tilde{\alpha}_i\left(\frac{\partial M_{18}}{\partial \alpha_i}\right)_0$
L_6	370.78
A_{s6}	80.46
L_8	-75.52
A_{s13}	-49.56
E_{g3}	-37.94
E_{g4}	-35.12
d_{s6}	32.09
E_{g5}	27.90
…	…

Табл. 7

α_i	$\tilde{\alpha}_i\left(\frac{\partial M_{27}}{\partial \alpha_i}\right)_0$
L_8	-573.18
E_{g4}	320.13
A_{s15}	-227.43
E_{g5}	-197.77
L_{10}	-173.48
A_{f4}	163.75
H_6	126.16
d_{s15}	-114.22
…	…

Табл. 8

α_i	$\tilde{\alpha}_i\left(\frac{\partial M_{108}}{\partial \alpha_i}\right)_0$
L_6	327.35
A_{s36}	87.77
L_8	-38.81
d_{s36}	36.18
E_{g3}	-32.46
E_{g4}	-31.53
A_{s28}	-30.31
E_{g5}	24.12
…	…

Табл. 9

α_i	$\tilde{\alpha}_i\left(\frac{\partial M_{117}}{\partial \alpha_i}\right)_0$
L_8	-375.37
E_{g4}	365.26
E_{g5}	-240.66
A_{s38}	-199.15
L_{10}	-189.24
A_{f4}	187.48
A_{f5}	-123.11
d_{s38}	-89.99
…	…

Табл. 10

α_i	$\tilde{\alpha}_i\left(\frac{\partial M_{136}}{\partial \alpha_i}\right)_0$
A_{f1}	-39.96
E_{g1}	-34.61
L_{10}	-32.99
E_{g5}	29.11
L_2	25.83
A_{f5}	17.25
E_{g2}	-16.92
A_{s38}	16.42
…	…

Табл. 11

α_i	$\tilde{\alpha}_i\left(\frac{\partial M_{148}}{\partial \alpha_i}\right)_0$
H_4	-22.81
H_3	22.50
L_{10}	-19.65
L_1	19.47
E_{g5}	16.69
L_6	15.43
A_{s44}	-14.73
E_{g4}	-12.23
…	…

На рис. 4а и 4б приведены эпюры коэффициентов чувствительности изгибающих моментов от параметров A_{s50} (площадь поперечного сечения стакана над опорой 3) и A_{s48} (площадь поперечного сечения стакана над опорой 5) соответственно. Физический смысл эпюры коэффициентов чувствительности – эпюра безразмерных коэффициентов, характеризующая степень влияния изменения конкретного параметра на изменение исследуемого свойства в каждом сечении системы.

Вывод. Рассмотренная методика оценки влияния свойств каркасных зданий на упруго-податливом основании позволяет качественно и количественно определить степень влияния каждого параметра на исследуемое свойство системы. Анализ коэффициентов чувствительности 3-этажной 4-пролетной плоской рамы с отдельно стоящими фундаментами позволяет сделать выводы, что при данных номинальных значениях параметров:

1. Изменение площади поперечного сечения стаканов фундаментов (рис. 4а и 4б) приводит к перераспределению изгибающих моментов во всех элементах каркаса.

2. В табл. 1-11 присутствуют как параметры каркаса, так и параметры основания и фундаментов, что подтверждает тезис о взаимообусловленности распределения ВСФ в сечениях каркаса и деформаций основания.

3. Наибольшее влияние на осадку фундаментов оказывают модуль упругости грунта и площадь подошвы данного фундамента (табл. 1-5).

4. Наибольшее влияние на изгибающие моменты в ригелях (табл. 6-9) оказывает длина ригеля. Особенно следует отметить, что вторым по значимости параметром для изгибающих моментов в середине пролета между опорами 3-4 является площадь поперечного сечения ригеля, а для изгибающих моментов над 5 опорой – модуль

деформаций грунта. Таким образом, очевиден факт разгружающего действия упругого основания на изгибающие моменты над крайними опорами.

5. Коэффициенты чувствительности изгибающих моментов на уровне подошвы фундаментов (табл. 10, 11) являются величинами одного порядка, следовательно, на изменения указанных свойств в качественно равной степени влияет целая группа параметров.

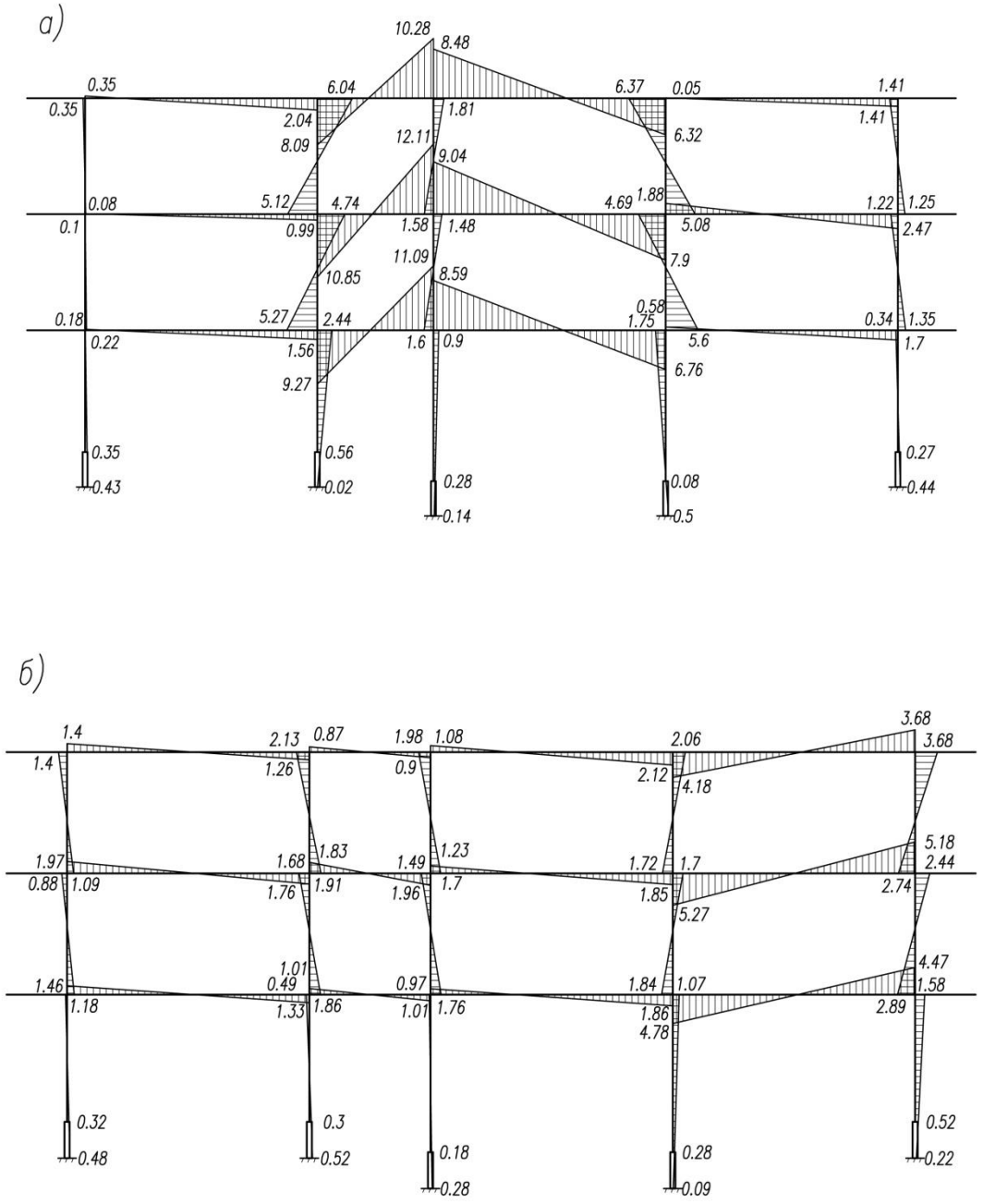


Рис. 4. Эпюра коэффициентов чувствительности изгибающих моментов от параметров: а) A_{s50}, б) A_{s48}.

Литература

1. Дмитриев Г.Н., Шатовкин С.А. Анализ свойств рамных конструкций на упруго-податливом основании с использованием функций чувствительности // Вестник МГСУ. 2014. №7. С. 75-84.

2. Розенвассер Е.Н., Юсупов Р.М. Чувствительность систем управления. М.: Наука, 1981. 464 с.

3. Haug E.J., Choi K.K., Komkov V. Design Sensitivity Analysis of Structural Systems. Orlando: Academic Press, 1986. 381 p.

4. Клепиков С.Н. Расчет конструкций на упругом основании. Киев: Будівельник, 1967. 183 с.

5. Симвулиди И.А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании. М.: Высш. шк., 1973. 431 с.

Ключевые слова: каркас, упруго-податливое основание, внутренние силовые факторы, осадка фундамента, функции чувствительности, коэффициенты чувствительности.

Key words: frame, elastic pliable foundation, internal force factors, foundation settlement, sensitivity function, sensitivity coefficients.

Дмитриев Геннадий Никифорович - кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций, Чувашский государственный университет (ФГБОУ ВПО "ЧГУ им. И.Н. Ульянова"), 428015, Чувашская республика, г. Чебоксары, Московский пр-т, д. 15, e-mail: dmitriev21@mail.ru.

Шатовкин Семен Александрович - аспирант кафедры строительных конструкций, Чувашский государственный университет (ФГБОУ ВПО "ЧГУ им. И.Н. Ульянова"), 428015, Чувашская республика, г. Чебоксары, Московский пр-т, д. 15, e-mail: sam_n@inbox.ru.

Dmitriev Gennadii Nikiforovich, Candidate of Technical Science, Associate Professor, Department of building structures, Chuvash State University (CSU), 15 Moskovskiy pr., Cheboksary, 428015, Russian Federation; e-mail: dmitriev21@mail.ru.

Shatovkin Semen Aleksandrovich, postgraduate student, Department of building structures, Chuvash State University (CSU), 15 Moskovskiy pr., Cheboksary, 428015, Russian Federation; e-mail: sam_n@inbox.ru.

Для цитирования:

Дмитриев Г.Н. Анализ коэффициентов чувствительности свойств плоского каркаса на упруго-податливом основании / Г.Н. Дмитриев, С.А. Шатовкин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 96 – 104.

Citation:

Dmitriev G.N. Analysis of the sensitivity coefficients properties flat frame to elastically pliable base / G.N. Dmitriev, S.A. Shatovkin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 96 – 104.

УДК 624.074.5:624.014.2

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ОБЕСПЕЧЕННОСТИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ФЕРМ ТИПОВЫХ СЕРИЙ, ВОЗНИКШИЕ С ВВЕДЕНИЕМ СП 16.13330.2011 «СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

М.А. Дымолазов
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, Казань, Россия

Аннотация.
Рассматриваются вопросы изменения методики вычисления несущей способности стального центрально сжатого элемента, приведенные в СП 16.13330.2011, и влияние таких изменений на оценку несущей способности стальных ферм выполненных по типовым сериям разработанным в 80-е гг. XX в. в СССР с использованием методики расчета, описанной в СНиП II-23-81.

SOME QUESTIONS OF MATERIAL WELL-BEING OF BEARING STRENGTH OF THE COMPRESSED ELEMENTS OF FARMS OF MODEL CEROUSS ARISING UP WITH INTRODUCTION СП 16.13330.2011 "STEEL CONSTRUCTIONS"

Abstract.
The questions of change of methodology of calculation of bearing strength of the steel centrally compressed element are examined driven to СП 16.13330.2011 and influence of such changes on the estimation of bearing strength of steel farms executed on model series worked out in the eightieth years of the XX century in the USSR with the use of methodology of calculation described in СНиП II - 23-81.

В восьмидесятые годы прошлого века были разработаны и широко применялись типовые серии строительных конструкций покрытий гражданских, общественных и промышленных зданий. Для пролетов начиная с 18 м применялись типовые стальные фермы из парных уголков, замкнутых гнутоварных профилей, круглых труб (серия 1.263.2-4 «Унифицированные конструкции стальных ферм для покрытий зальных помещений общественных зданий вып.1 фермы пролетом 18, 21 и 24 м из прокатных уголков» действующая с 1982 года, серия 1.263.2-4 «Унифицированные конструкции стальных ферм для покрытий зальных помещений общественных зданий вып.4 фермы пролетом 15, 18, 21, 24, 27 и 30 м из сварных гнутозамкнутых профилей» действующая с 1984 года, серия 1.460.2-10/88.1 «Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с фермами из парных уголков» действующая с 1988 года, серия 1.460.3-17 «Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с применением круглых труб» действующая с 1983 года и т.д.).

Эксплуатация этих конструкций в течение почти полувека показала их надежность. Вместе с тем возникает необходимость в проведении работ связанных с мониторингом этих конструкций. Часто такие работы – обследования несущих конструкций покрытий зданий связаны с накопившимися повреждениями и дефектами, изменением нагрузок и другими обстоятельствами. С введением новых нормативных документов – Сводов правил с 2011 года, в том числе СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия», СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции» при проведении обследований и перерасчетов строительных конструкций приходится сталкиваться с необходимостью использовать эту

нормативную базу. В своде правил СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции» произошли изменения с одним из коэффициентов используемого для проверки устойчивости сжатого элемента. Во-первых изменилось название его, теперь он называется «коэффициент устойчивости». Во-вторых изменились значения этого коэффициента. Теперь при вычислении этого коэффициента учитывается форма сечения проверяемого элемента. Возникла необходимость анализа введенных изменений с точки зрения влияния их на несущую способность сжатых стержней определенную в типовых сериях для строительных конструкций.

В СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции» введены обозначения и приводятся формы типов сечений используемых в расчетах, их три - тип «a» (замкнутые профили вида круглых труб и гнутосварных профилей), тип «b» и тип «c» (одиночный уголок, швеллерный и тавровый профили).

Автором были проведены сравнения значений коэффициента устойчивости определенного по СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции» (далее по тексту СП) со значениями коэффициента продольного изгиба определенного по СНиПу II-23-81* (далее по тексту СНиП).

В таблице 1 приведены результаты вычислений коэффициента φ по методике СП для типов сечений «a» , «b», «c» стали с Ry= 240мПа и по методике СНиП.

Таблица 1

Сравнение значений коэффициента φ				
Ry=240мПа	Тип сечения - a	Тип сечения - b	Тип сечения - c	
λ	φ по СП	φ по СП	φ по СП	φ по СНиПу
10	1	1	0.984	0.985
20	0.9852	0.9729	0.9375	0.959
30	0.9604	0.9369	0.8857	0.924
40	0.9315	0.8964	0.8307	0.883
50	0.8956	0.849	0.7711	0.836
60	0.8493	0.7924	0.7067	0.785
70	0.7892	0.7262	0.639	0.724
80	0.7154	0.6531	0.5711	0.641
90	0.634	0.5784	0.5063	0.565
100	0.5538	0.5077	0.4468	0.493
110	0.4813	0.4442	0.3941	0.427
120	0.4187	0.3892	0.3482	0.366
130	0.3658	0.3422	0.3086	0.313
140	0.3214	0.3023	0.2747	0.272
150	0.2841	0.2685	0.2456	0.239
160	0.2526	0.2397	0.2206	0.212
170	0.2259	0.2152	0.199	0.189
180	0.2031	0.194	0.1803	0.17
190	0.1835	0.1758	0.164	0.154
200	0.1666	0.16	0.1498	0.14
210	0.1518	0.1461	0.1373	0.128
220	0.139	0.134	0.1263	0.118

На рисунке 1 приведен график сравнения коэффициента φ определенного по СНиП и по СП для указанных типов сечений и расчетного сопротивления.

На рисунке 2 приведен график процента расхождения значений коэффициента φ определенного по СНиП и по СП для указанного типа сечения и расчетного сопротивления.

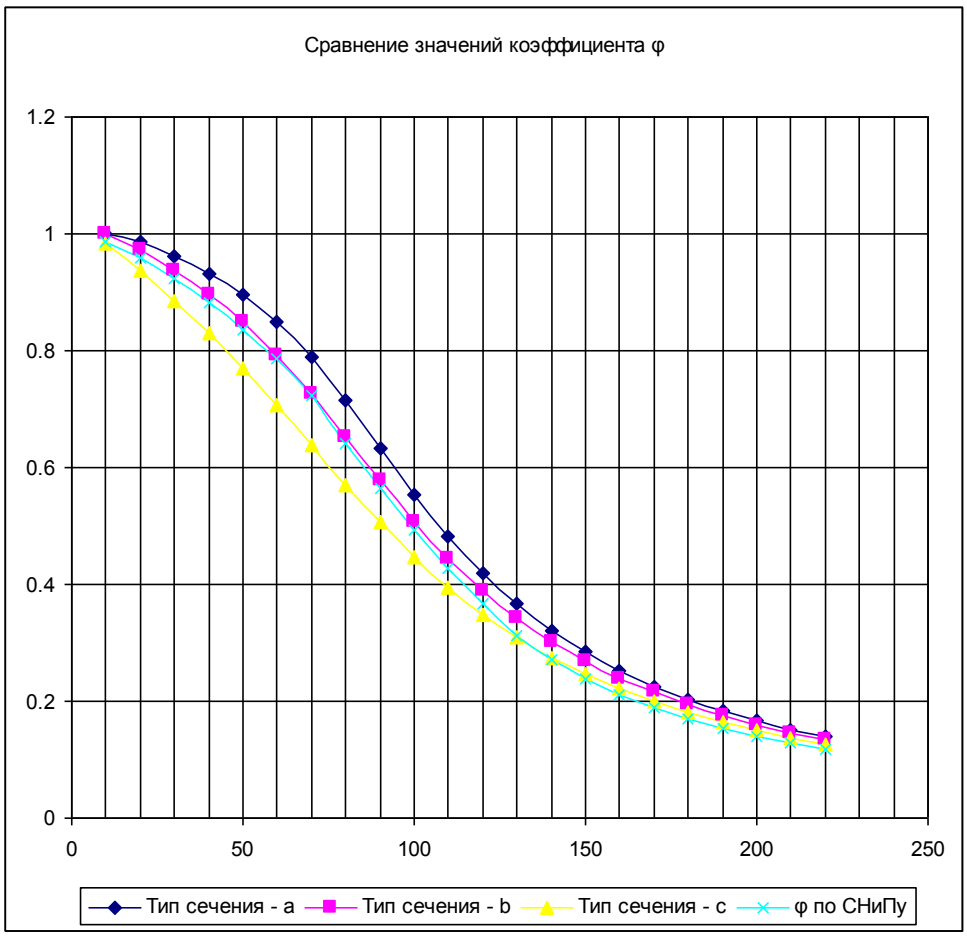
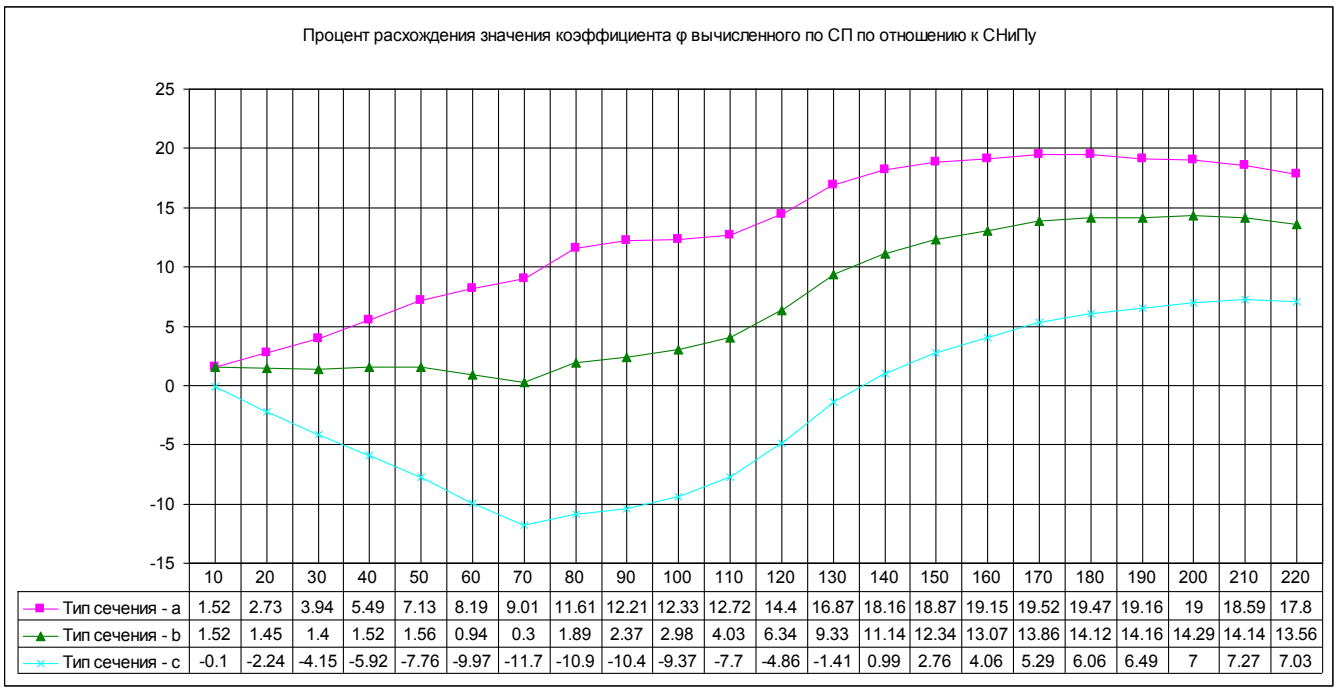


Рис. 1. График сравнения коэффициента φ определенного по СП для типов сечения «a», «b», «c» и стали с Ry=240мПа и коэффициента φ определенного по СНиП.

Анализ приведенных сравнений показывает, что для типа сечения «a» - замкнутые профили (круглые трубы, гнутосварные профили) несущая способность сжатых элементов вычисленная по СП будет на 10÷19% больше по сравнению с несущей способностью определенной по СНиПу. Для типов сечений «b» несущая способность сжатых элементов вычисленная по СП будет на 3÷10% больше по сравнению с несущей способностью определенной по СНиПу для элементов имеющих гибкость в пределах 90÷140. А вот для типов сечений «c» (одиночные уголки, швеллерные и тавровые сечения, в том числе стержни из парных уголков) несущая способность сжатых элементов вычисленная по СП будет уже на 3÷10% меньше по сравнению с несущей способностью определенной по СНиПу для элементов имеющих гибкость в пределах 40÷120. Следовательно сжатые элементы ферм из парных уголков (наиболее распространенный тип ферм) будут иметь несущую способность на 3÷10% меньше записанной в типовой серии.



	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220
Тип сечения - a	1.52	2.73	3.94	5.49	7.13	8.19	9.01	11.61	12.21	12.33	12.72	14.4	16.87	18.16	18.87	19.15	19.52	19.47	19.16	19	18.59	17.8
Тип сечения - b	1.52	1.45	1.4	1.52	1.56	0.94	0.3	1.89	2.37	2.98	4.03	6.34	9.33	11.14	12.34	13.07	13.86	14.12	14.16	14.29	14.14	13.56
Тип сечения - c	-0.1	-2.24	-4.15	-5.92	-7.76	-9.97	-11.7	-10.9	-10.4	-9.37	-7.7	-4.86	-1.41	0.99	2.76	4.06	5.29	6.06	6.49	7	7.27	7.03

Рис. 2. График процента расхождения значений коэффициента φ определенного по СП для разных типов сечения по отношению к значению коэффициента φ определенного по СНиП для расчетного сопротивления Ry=240мПа.

Для наиболее загруженного элемента верхнего пояса ферм пролетом 18м марки ГФУ18.1,2-2,4 по серии 1.263.2-4 «Унифицированные конструкции стальных ферм для покрытий зальных помещений общественных зданий вып.1 фермы пролетом 18, 21 и 24 м из прокатных уголков» действующей с 1982 года (рис. 3) расчетное усилие составляет 86.2тс, несущая способность (вычисленная по СНиПу) – 90.9тс, т.е. запас по несущей способности составляет (90.9-86.2)/ 90.9*100 = 5.8%. Для марки ГФУ18.1,2-2,7 аналогичный элемент имеет расчетное усилие 96.8тс, несущая способность (вычисленная по СНиПу) – 100.2тс, т.е. запас по несущей способности составляет (100.2-96.8)/ 100.2*100 = 3.4%. Для раскоса Р2 фермы марки ГФУ18.1,2-2,4 эти значения составляют 32тс и 33.5тс соответственно, т.е. запас 4.5%.

Аналогичная ситуация со сжатыми элементами для ферм по серии 1.460.2-10/88.1. Следовательно при отсутствии дефектов и повреждений такие фермы будут уже аварийными и потребуют усиления.

Проведенный анализ использования несущей способности сжатых стержней в типовых сериях для стальных ферм показывает, что для элементов верхнего пояса и сжатых раскосов запас составляет 1-5%.

Сравнение использования несущей способности сжатых стержней ферм выполненных по типовым сериям из парных уголков с величиной снижения несущей способности вычисляемой по методике приведенной в СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции» позволяет сделать вывод, что при мониторинге стальных ферм описанных типовых серий будет возникать необходимость усиления сжатых элементов поясов и наиболее нагруженных раскосов.

Элемент фермы	Обозначение стержня	Марка стали	Допускаемая расчетная нагрузка в тс/м²											
			0.400			0.450			0.550			0.650		
			Расчетное усилие тс	Сечение	Несущая способность тс	Расчетное усилие тс	Сечение	Несущая способность тс	Расчетное усилие тс	Сечение	Несущая способность тс	Расчетное усилие тс	Сечение	Несущая способность тс
Верхний пояс	В1	09Г2С Низколегированная сталь ГОСТ 19282-73	-25,4	⊤ 125×9	-90,9	-28,5	⊤ 125×10	100,2	-34,6	⊤ 140×10	123,4	-40,8	⊤ 160×10	153,5
	В2		-65,9	⊤ 125×9	-90,9	-74,0	⊤ 125×10	100,2	-90,0	⊤ 140×10	123,4	-106,0	⊤ 160×10	153,5
	В3		-85,2	⊤ 125×9	-90,9	-96,8	⊤ 125×10	100,2	-117,7	⊤ 140×10	123,4	-138,6	⊤ 160×10	153,5
Нижний пояс	Н1		50,6	⊥ 100×8	98,0	57,0	⊥ 110×8	108,0	69,2	⊥ 125×8	123,8	81,6	⊥ 125×10	152,6
	Н2		81,0	⊥ 100×8	98,0	91,1	⊥ 110×8	108,0	110,7	⊥ 125×8	123,8	130,5	⊥ 125×10	152,6
	Н3		91,1	⊥ 100×8	98,0	102,5	⊥ 110×8	108,0	123,6	⊥ 125×8	123,8	146,8	⊥ 125×10	152,6
Раскосы	Р1	Эл.6 ГОСТ 380-71* В Ст	31,1	⊤ 70×5	32,7	35,0	⊤ 75×5	35,2	42,6	⊤ 80×6	44,6	50,1	⊤ 80×7	51,4
	Р2		-32,0	⊤ 80×7	-33,5	-36,0	⊤ 80×8	38,1	-43,8	⊤ 90×7	49,6	-51,6	⊤ 100×7	-57,3
	Р3		18,7	⊤ 50×5	22,8	21,0	⊤ 50×5	22,8	25,3	⊤ 56×5	25,7	30,1	⊤ 70×5	32,6
	Р4		-19,2	⊤ 70×5	-20,2	-21,6	⊤ 75×5	22,4	-26,3	⊤ 80×6	-29,3	-31,0	⊤ 80×7	-31,0
	Р5		6,2	⊤ 50×5	22,8	7,0	⊤ 50×5	22,8	8,5	⊤ 50×5	22,8	10,1	⊤ 50×5	22,8
	Р8		-6,4	⊤ 50×5	-10,8	-7,2	⊤ 50×5	-10,8	-8,8	⊤ 50×5	-10,8	-10,3	⊤ 50×5	-10,8
Стойка	С1		5,5	⊥ 50×5	22,8	6,2	⊥ 50×5	22,8	7,5	⊥ 50×5	22,8	8,8	⊥ 50×5	22,8
Опорное давление в тс			22,7			25,3			31,0			36,5		
Масса фермы в кг			1315 + 240 = 1555			1460 + 260 = 1720			1650 + 280 = 1930			1970 + 330 = 2300		
Марка фермы			ГФУ18.1,2 – 2,1			ГФУ18.1,2 – 0,7			ГФУ18.1,2,3–3,3			ГФУ18.1,2 –3,9		

Рис. 3 Таблица расчетных усилий и несущих способностей стержней ферм пролетом 18м серии 1.263.2-4.

Выводы:

1. Приведенная в СП 16.13330.2011 методика вычисления коэффициента устойчивости для сечений из одиночных уголков, швеллерных и тавровых дает меньшую несущую способность при расчете сжатых элементов по сравнению с методикой СНиП II-23-81 на 3÷10%.

2. Для замкнутых сечений типа круглых труб и гнутосварных профилей методика расчета сжатых элементов дает большую несущую способность по сравнению с методикой СНиП II-23-81 на 15÷20%.

3. Заложенные в типовых сериях стальных ферм из парных уголков запасы по несущей способности наиболее нагруженных сжатых элементов не компенсируют снижение ее при вычислениях по методике СП 16.13330.2011, следовательно при анализе напряженного состояния стальных ферм выполненных по типовым сериям при их мониторинге возникнет необходимость усиления таких элементов даже в случае отсутствия дефектов и повреждений.

Литература

1. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81.

2. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.

3. Серия 1.263.2-4 «Унифицированные конструкции стальных ферм для покрытий зальных помещений общественных зданий вып.1 фермы пролетом 18, 21 и 24 м из прокатных уголков».

4. Серия 1.263.2-4 «Унифицированные конструкции стальных ферм для покрытий зальных помещений общественных зданий вып.2 фермы пролетом 27, 30 и 36 м из прокатных уголков».
5. Серия 1.263.2-4 «Унифицированные конструкции стальных ферм для покрытий зальных помещений общественных зданий вып.4 фермы пролетом 15, 18, 21, 24, 27 и 30 м из сварных гнутозамкнутых профилей».
6. Серия 1.460.2-10/88.1 «Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с фермами из парных уголков».
7. Серия 1.460.3-17 «Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с применением круглых труб».

Ключевые слова: типовые серии стальных ферм, коэффициент устойчивости, расчет центрально сжатого элемента, несущая способность центрально сжатого элемента, стальные конструкции.

Keywords: model series of steel farms, coefficient of stability, calculation of the centrally compressed element, bearing strength of the centrally compressed element.

Дымолазов М.А. – старший преподаватель Казанского государственного архитектурно-строительного университета, maikl-d@mail.ru.

Dymolazov M.A. – senior lecturer Kazan State University of Architecture and Engineering

Для цитирования:
Дымолазов М.А. Некоторые вопросы обеспеченности несущей способности сжатых элементов ферм типовых серий возникшие с введением СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции» / М.А. Дымолазов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 105 – 110.

Citation:
Dymolazov M.A. Some security issues bearing capacity of the compressed elements farms typical series arising from the introduction of SP 16.13330.2011 "steel structures" / M.A. Dymolazov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.105 – 110.

УДК 624.011.1.04

РАЗРАБОТКА И ИССЛЕДОВАНИЕ ДОЩАТЫХ РАМ С КЛЕЕВЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ В УЗЛАХ

Л.А. Еропов, С.Н. Авдеев
Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых, г. Владимир, Россия

Аннотация
В статье приведены исследования прочности и деформативности деревянных рам, состоящих из дощатых ферм с клеевыми соединениями в узлах и дощатых стоек под кратковременной нагрузкой. Анализируется работа моделей рам, выполненных в масштабе 1 : 2, и предназначенных

к использованию в качестве несущих каркасов складских и сельскохозяйственных производственных зданий во Владимирской области. Оцениваются прочность и деформативность конструкций по результатам испытаний.

DEVELOPMENT AND RESEARCH BOARDWALK FRAMES WITH ADHESIVE JOINTS IN KNOTS

Abstract

The article presents research on the strength and deformation of wooden frames, consisting of wooden trusses with adhesive connections in the nodes and wooden racks under short-term loading. Examined the models of frames at a scale of 1 : 2 and intended for use as a load-carrying frame warehouse and agricultural production buildings in the Vladimir region. Estimated strength and deformability of structures according to test results.

Во Владимирском государственном университете проводятся исследования рамных строительных конструкций из дощатых ферм с узлами на клеевых соединениях и дощатых стойках. Рамы могут быть использованы в качестве несущих конструкций зданий складского и промышленного назначения. С этой целью разработано конструктивное решение здания, в котором несущие фермы покрытия и стойки образуют несущую раму. Конструктивное решение поперечной рамы позволяет использовать ее для сельскохозяйственных зданий складского назначения для районов Владимирской области. Пролет рамы составил 11 м, высота стеновых ограждений - 3,0 м (рис. 1). Для облегчения монтажа возведения здания пары стоек соседних рам объединены в стеновые панели, располагаемые через шаг 1,5 м.

В поперечной несущей раме фермы покрытия приняты консольного типа с вылетом 1 м, что позволяет разгрузить пояса в пролете и приводит к снижению расхода древесины. Фермы имеют треугольное очертание с уклоном по верхнему поясу 1:3. Узлы в фермах приняты на клеевых соединениях с гвоздевой запрессовкой, но могут быть выполнены и на вклеенных арматурных сетках [2]. Крайние узлы по поясам ферм приняты на дощатых вкладышах с тем же видом соединений, что и промежуточные узлы (рис. 1.б). В промежуточных узлах ферм предусмотрена расцентровка осей (рис. 1, 2) для создания необходимой площади склеивания элементов. Стыковочные узлы ферм по верхнему и нижнему поясам в середине пролета (по нижнему поясу и в коньковом узле) выполняются «сухими», то есть без соединений на клею и с помощью дощатых накладок или вкладышей с болтовыми или гвоздевыми соединениями. В коньковом узле фермы предусмотрены разгружающие подрезки на 1/3 высоты сечения верхнего пояса, а в концевых участках раскосов предусмотрены сквозные пропилы на длину клеевых швов [1]. Конструкция фермы покрытия выбирались из условий рационального расположения поясов и решетки и приведена на рис. 1.

Статический расчет рамы проводился по программе «ЛИРА» с учетом жесткости узловых соединений, податливости узлов и нецентровки осей в узлах под расчетную нагрузку. Конструктивный расчет узловых соединений был выполнен по специально разработанной методике [1]. В результате проведенного расчета сечения элементов рамы составили: стоек - 2х150х40+1х175х40 мм, поясов фермы – 2х200х40 мм, опорных и приопорных раскосов фермы – 275х40 мм, средних

раскосов фермы – 125х40 мм, подкосов - 2х125х40 мм (см. рис. 1). По фермам поперечных рам предусматривается укладка прогонов и кровли.

С целью выявления действительной работы разработанных конструкций были проведены экспериментальные испытания модели. Модель состояла из двух рам, соединенных между собой прогонами и стеновыми панелями. Поперечные рамы такого блока в модели были изготовлены по геометрическому подобию натурных конструкций в масштабе 1:2. Пролет и размеры сечений элементов рам также были приняты согласно геометрического подобия. Пролет модели составил 5,5 м. Из геометрического подобия сечения элементов фермы рамы составили: верхнего и нижнего поясов - 2х100х20 мм; опорного и приопорного раскосов - 2х140х20 мм; средних раскосов и подкосов - 2х63х20 мм, а стоек рамы - 2х75х20 + 1х90х20 мм.

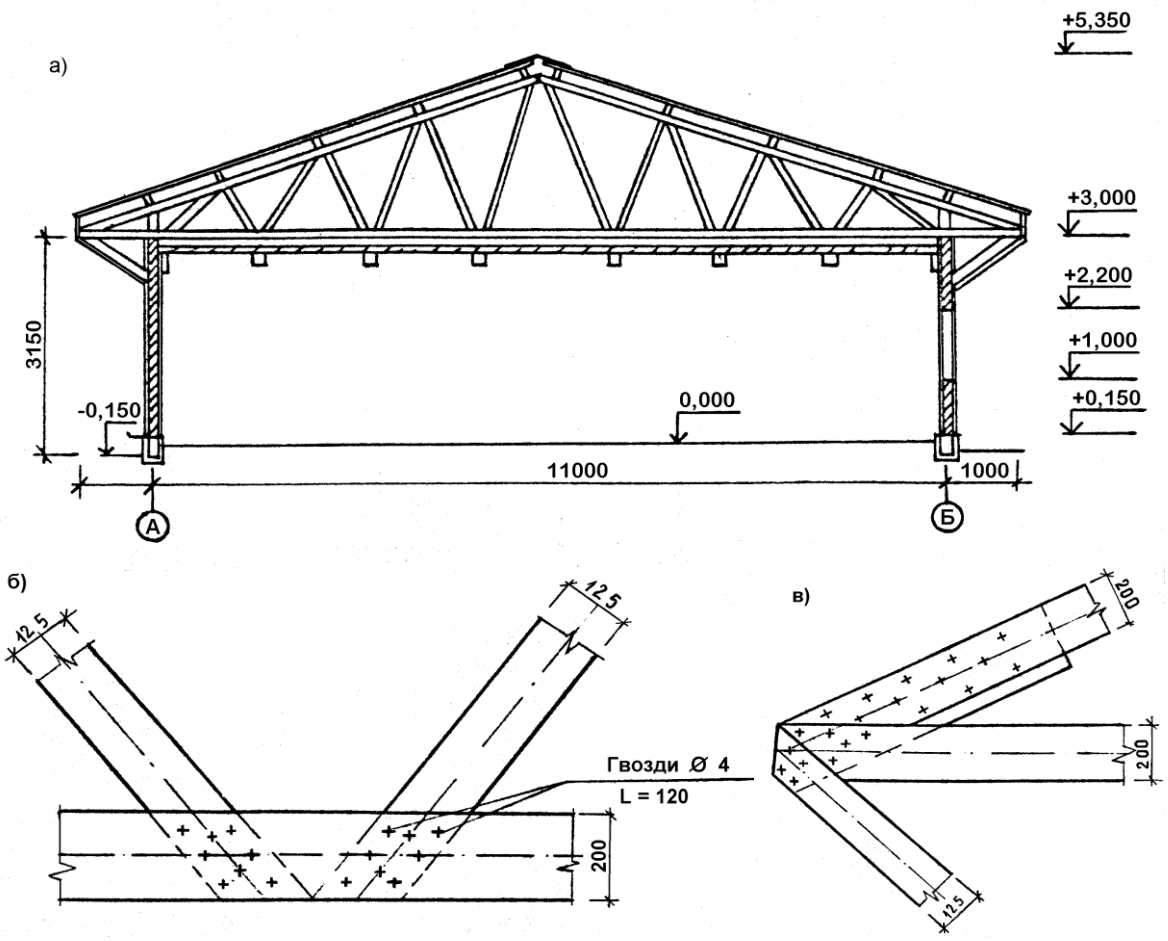


Рис. 1. Конструкция дощатой рамы в поперечном разрезе здания:
а - поперечный разрез здания с несущей рамой; б – промежуточный узел фермы (ригеля рамы); в – узел соединения в консольной части рамы

Поверочный расчет модели рамы был выполнен по программе «ЛИРА» с учетом жесткости узловых соединений, податливости узлов и нецентровки осей в узлах под нагрузку, приложенную в точки рамы и эквивалентную равномерно распределенной. Конструктивный расчет элементов модели проводился согласно требованиям СП 64.13330.2011 «Деревянные конструкции. Актуальная редакция

СНиП II-25-80», а узловых соединений - согласно разработанной методике /1/. Сосредоточенные расчетные силы на раму составляли 363 - 988 Н в точку, расположенные через 500, 775 и 813 мм по длине поясов. Расчетная схема поперечной рамы модели приведена на рис. 2.

Все деревянные элементы моделей изготавливали из древесины сосны 1-го сорта влажностью 9 - 14 % с острожкой под 6 класс обработки поверхностей и соответствующие расчетные размеры. Из такого же материала изготавливали и вкладыши в опорные узлы. В середине пролета ригеля, как и в натурных конструкциях, были выполнены монтажные стыки по верхнему и нижнему поясам с помощью вкладышей и накладках такого же сечения, что и пояса ферм с нагельными соединениями. Клеевые соединения в промежуточных узлах осуществлялись на фенольно-резорциновом клее марки ФСФ-50 с гвоздевой запрессовкой гвоздями Ø1,4 мм, длиной 50 мм (ГОСТ 4028-63). Процесс изготовления моделей рам состоял в сборке полуферм (половин ригеля) на сборочном стенде, соединения отдельных полуферм в целую ферму, сборки панелей с несущими ребрами (стойками рамы), соединения панелей и ферм в пространственный блок.

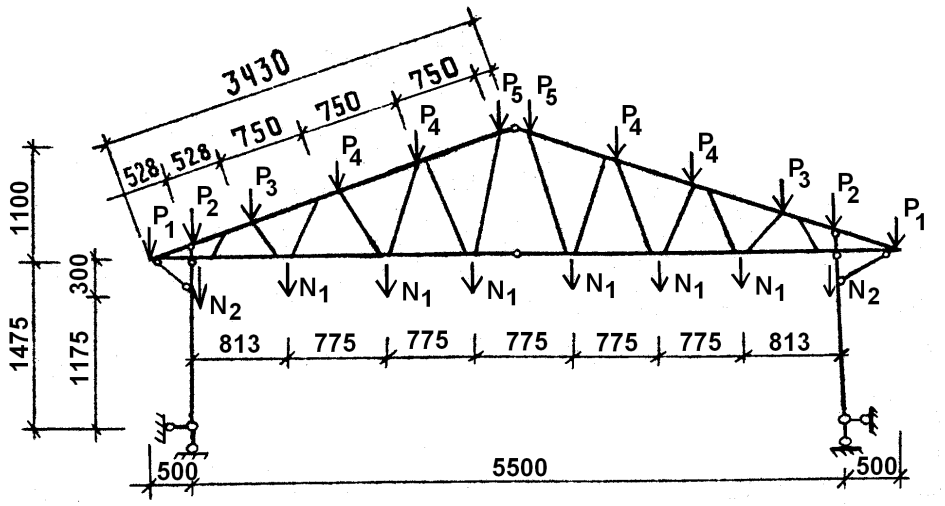


Рис. 2. Расчетная схема модели рамы

Изготовленный блок из моделей рамы (рис. 3) устанавливался на жесткие опоры с ограничительными планками, позволяющие получить неподвижный шарнир. Нагрузка на фермы прикладывалась по верхнему и нижнему поясам. С этой целью были подвешены специальные платформы для укладки на них штучных металлических грузов (рис. 4).

Для измерения деформаций волокон элементов и прогибов рамы на конструкцию блока были установлены измерительные приборы. Деформации волокон элементов поясов, раскосов, стоек рамы измеряли по наклеенным на них тензорезисторам с базой 20 мм. Снятие отсчетов с тензорезисторов производилось через тензометрическую аппаратуру ЦТМ-5. Измерение прогибов осуществляли по линейкам с ценой деления 0,1 мм и натянутой нити, закрепленной на краях ферм.

Рис. 3. Вид блока из моделей рам

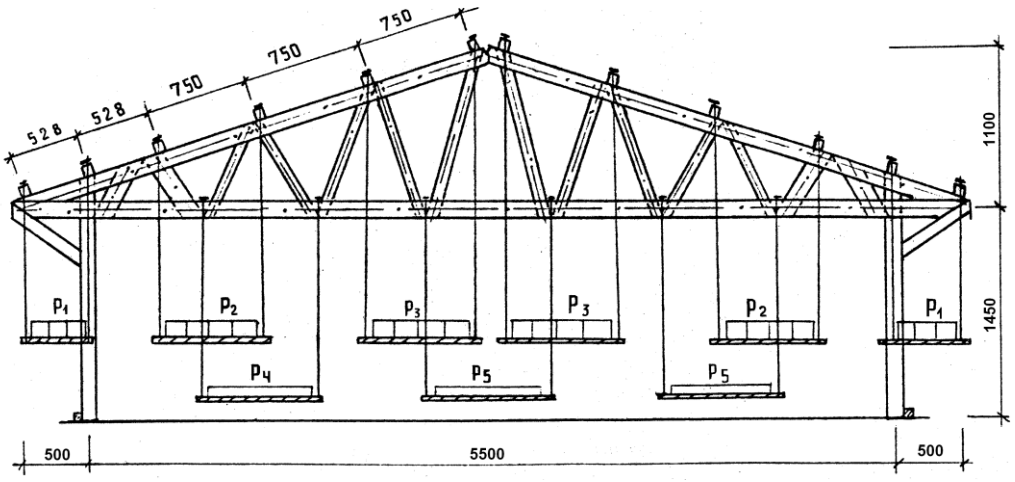


Рис. 4. Схема испытания блока

Испытания блока из моделей двух рам проводилось кратковременной ступенчатой нагрузкой до разрушения при трехкратном повторении нагружения до расчетной нагрузки. Ступени нагружения принимались равными 0,2 от расчетной нагрузки, при этом нагрузка пропорционально распределялась на все точки ее приложения. На каждой ступени нагрузка выдерживалась в течение 35 минут, после чего проводилось следующее догружение конструкции (рис. 4).

При испытании работа всех элементов конструкции в пределах расчетной нагрузки проходила в условно-упругой стадии. Деформативность конструкций проходила с постоянным приращением деформаций и прогибов во всех элементах и точках, что подтверждают диаграммы деформаций в наиболее нагруженных элементах и максимальных прогибах конструкции (рис. 5). Напряжения при расчетной нагрузке в наиболее напряженных элементах верхнего и нижнего поясов составили 4,5 МПа и 3,8 МПа соответственно (рис. 5,а). При нормативной нагрузке прогибы в середине пролета были незначительно выше прогибов в третях пролета (рис. 5,б) и составили 1,33 см., что составляет 1/400 часть пролета конструкции

модели. Эти прогибы ниже прогибов, определенных расчетом при нормативной нагрузке. Из диаграмм напряжений и прогибов видно, что прочность и деформативность моделей рам при нормативной и расчетной нагрузке были достаточны.

Блок из двух рам разрушился при нагрузках 835 - 2270 Н в соответствующие точки (рис. 6). Характер разрушения хрупко-пластичный, так как разрушение произошло и от разрыва волокон в нижнем пояса и от разрушения стыка по монтажному узлу нижнего пояса. Коэффициент безопасности этих ферм составил 2,28, при требуемом - 2,2, определенным согласно методике Ю.М. Иванова.

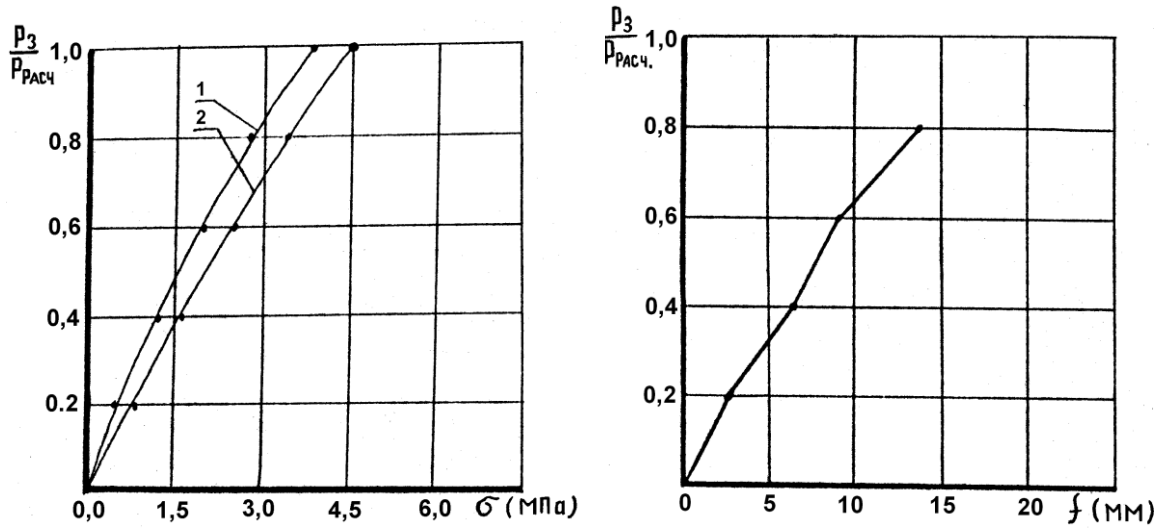


Рис. 5. Диаграммы напряжений и прогибов: а – наибольших напряжений; б – наибольших прогибов: 1 – в верхнем поясе; 2 – в нижнем поясе

Из проведенных испытаний следует, что прочность и деформативность рам достаточны, коэффициент надежности (безопасности) по нагрузке был выше требуемого, поэтому конструкции дощатых рам с клеевыми соединениями в узлах могут быть пригодны к использованию в строительстве подобных зданий. Однако требуются длительные испытания этих конструкций.

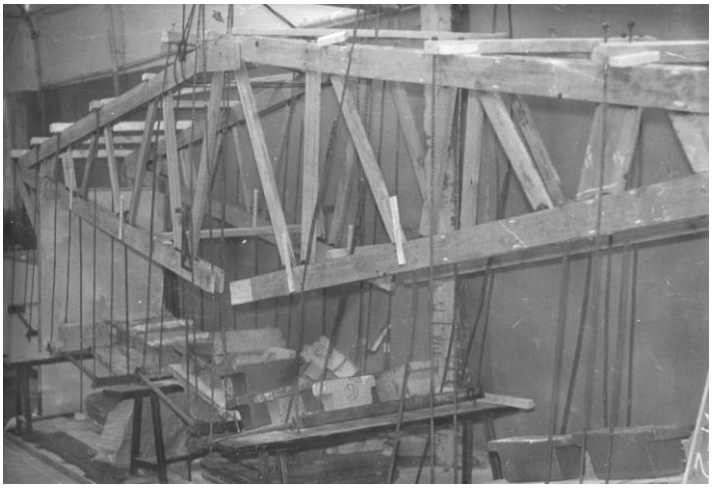


Рис. 6. Вид разрушения рам в блоке

Литература

1. Еропов Л.А., Щуко В.Ю. Расчет узлов на клеевых соединениях, применяемых в дощатых фермах покрытий // Промышленное и гражданское строительство. 2005, №4, С. 29-30.

2. Свидетельство на изобретение № 1742435 Госкомизобретений СССР. Узел соединения дощатых элементов / Еропов Л.А., Каххаров Э.Т. (СССР). Зарегистрировано в Гос. реестре изобретений СССР 27.02.1992.

Ключевые слова: рама, каркас, конструкция, прочность, деформативность.

Keywords: frame, frame, design, strength, deformability.

Еропов Лев Алексеевич - кандидат технических наук по специальности 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения», доцент. Основное место работы – кафедра «Архитектура» Владимирского государственного университета имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых, должность – доцент. E-mail: polikrovly@mail.ru. Адрес места работы: 600000, г. Владимир, ул. Горького, 87, ВлГУ (Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых), кафедра «Архитектура». Тел. (4922) 47-99-32 (преподавательская).

Авдеев Сергей Николаевич - кандидат технических наук по специальности 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения». Основное место работы – кафедра «Архитектура» Владимирского государственного университета имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых, основная должность – декан Архитектурно-Строительного факультета. Адрес места работы: 600000, г. Владимир, ул. Горького, 87, ВлГУ (Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых), кафедра «Архитектура». Тел. (4922) 47-99-32 (преподавательская), (4922) 47-98-76 (деканат).

Yeropov Lev Alekseevich - candidate of technical Sciences, specialty 05.23.01 "Building constructions, buildings and structures", the Professor. Main place of work - the Department of "Architecture" of Vladimir state University named after Alexander G. and Nicholas G. Stretovych, the position of associate Professor. E-mail: polikrovly@mail.ru. The address of the author: 600000, Vladimir, street bitter, 87, Vladimir state University (Vladimir state University named after Alexander G. and Nicholas G. Stretovych), the Department of "Architecture". Phone (4922) 47-99-32 (teaching).

Avdeev Sergey Nikolaevich - candidate of technical Sciences, specialty 05.23.01 "Building constructions, buildings and structures". Main place of work - the Department of "Architecture" of Vladimir state University named after Alexander G. and Nicholas G. Stretovych, the main position of Dean of the faculty of Architecture and Construction. The address of the author: 600000, Vladimir, street bitter, 87, Vladimir state University (Vladimir state University named after Alexander G. and Nicholas G. Stretovych), the Department of "Architecture". Phone (4922) 47-99-32 (teaching), (4922) 47-98-76 (Dean's office).

Для цитирования:

Еропов Л.А. Разработка и исследование дощатых рам с клеевыми соединениями в узлах / Л.А. Еропов, С.Н. Авдеев // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 110 – 117.

Citation:
Yeropov L.A. Development and research plank frames with adhesive joints in nodes / L.A. Yeropov , S.N. Avdeev // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 110 – 117.

УДК 004

К ВЫБОРУ СПОСОБА АРМИРОВАНИЯ СТОЕК СТРОИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ, ВЫПОЛНЕННЫХ НА ОСНОВЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

А.Н. Жиренков, А.А. Жиренков
Сургутский государственный университет, Сургут, Россия
И.И. Ефремова
Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет,
Нижний Новгород, Россия

Аннотация
В статье рекомендуется, с целью повышения несущей способности колонн-стоек и самих сооружений, выполнять армирование конгломератного материала – бетона с учетом его действительной работы, т.е. с позиции механики разрушения материалов и опыта эксплуатации сооружений, выполненных на основе стальных конструктивных решений.

TO CHOOSING REINFORCEMENT FRAMES BUILDING FACILITIES COMPLETED THROUGH CONCRETE

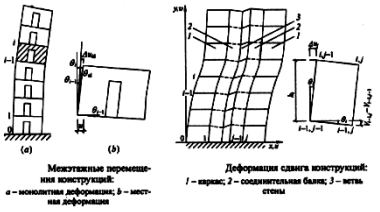
Abstract
This article is recommended to increase the carrying capacity of columns, pillars and structures themselves, perform conglomerate reinforcement material - concrete taking into account its actual work that from the standpoint of fracture mechanics of materials and structures operating experience made on the basis of steel design solutions.

В связи с необходимостью расширения объемов строительства объектов, в которых передача внешних воздействий происходит в локальных зонах через отдельные стойки -колонны-опоры: пролетные строения, высотные здания и другие объекты (Рис.1), необходимо оптимизировать их конструктивное решение. Это позволит более полно использовать резервы прочности материалов и достижения строительной науки, повысит эксплуатационную надежность как отдельных опор так и сооружения в целом. Для достижения этой цели, нами выполнен анализ причин разрушения стоек и сооружений, выполненных в железобетонном исполнении, при действии различных внешних силовых усилий (Торгово-развлекательный центр «Вершина», г.Сургут и др. объекты, см. рис.1).

Т.Б. Мост. р.Исеть (1936 г.)

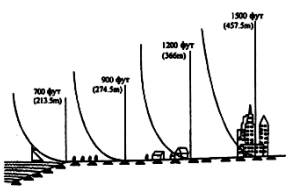
Рис.1 Способы передачи локальных нагрузок от сооружений на фундаменты оснований

Часто эти объекты находятся в различных силовых условиях эксплуатации, действующие воздействия могут носить экстремальный характер, который учитывается в особых нагрузках при проектировании строительных объектов; нагрузки вызванные действием торнадо, учитываются при выборе площадок АЭС. Отсутствие необходимых сведений о работе материалов в подобных условиях приводит к катастрофическим последствиям – к разрушению сооружений. Например: при изменении атмосферного давления, в результате торнадо, скорость ветра, для 5-го класса по шкале Фьюджита составляет 117 м/с, для 6-го она выше. Помимо значительных вертикальных нагрузок (N_1), опорные стойки подобных сооружений, испытывают и значительные горизонтальные (N_2 , N_3) воздействия, включая ветровые, резко возрастающие по высоте сооружения (Рис.2а). В настоящее время, высота отдельных сооружений приближается к километру (См.Рис.1, Бурдж Халифа - 828 м.).



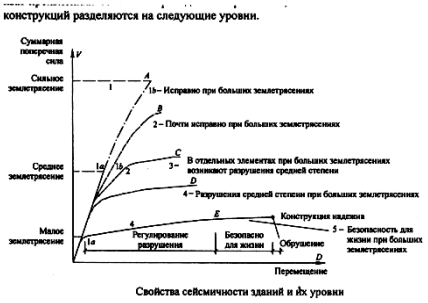
Межэтажные перемещения конструкций: *а* – монолитная деформация; *b* – местная деформация

Деформация сдвига конструкций: *1* – каркас; *2* – соединительная балка; *3* – ветвь стены

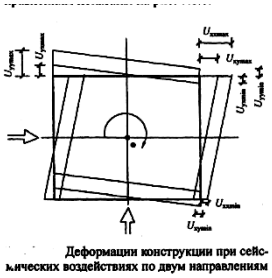


Изменение кривой ветровой нагрузки по высоте

Рис. 2а



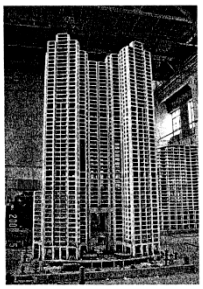
Свойства сейсмичности зданий и их уровни



Деформации конструкции при сейсмических воздействиях по двум направлениям

Рис.2 б

Для оценки реальной работы бетона в конструкциях высотных зданий включая и стойки выполненные на основе железобетона и трубобетона, в КНР проведены экспериментальные исследования по определению возникающих в них напряженно-деформируемых состояний (НДС), при действии внешних силовых воздействий рассмотренных выше [1], В результате испытаний определены зоны развития трещин - зоны требующие дополнительного усиления конструкций. На рис.3 показано развитие дефектов - магистральных трещин в высотном здании.



Вид модели

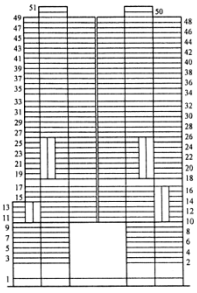


Схема фасада модели

Высотные здания с переходными этажами:
1 – сетчатый каркас с частым шагом колонн;
2 – переходный этаж; *3* – сетчатый каркас с редким шагом колонн

Рис. 8.2. Конструкция элементов переходного этажа:
а – опорная конструкция; *b* – ферма; *с* – решетчатая балка

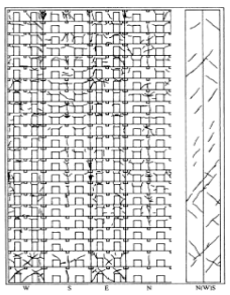


Схема расположения трещин в элементах модели

Рис.3.

Видно: трещины развиты под некоторым углом к осям сооружения. Фактором появления, развития трещин служат и деформации сдвига вызванные действием сжимающих усилий по трем направлениям: N_1 , N_2, N_3. Угол наклона трещин, в значительной мере, определяется соотношением бокового давления к осевому N_2/N_1 и дополнительно - деформациями вызванными сейсмическими, ветровыми и другими воздействиями включая торнадо. Этот феномен должен учитываться при проектировании сооружений работающих в подобных - реальных условиях эксплуатации, особенно для наиболее нагруженных элементов передающих вертикальные усилия на фундаменты и основания. К таким несущим конструкциям относятся стойки - колонны сооружений. Традиционно применяемое в настоящее время армирование стоек не предусматривает, наличия наклонной арматуры в зонах прогнозируемого развития трещин, что приводит к авариям сооружений. Примеров аварий-разрушений много, они часто возникают в зонах повышенной сейсмической активности, и при значительных величинах внешних нагрузок. Ввиду отсутствия данных по работе тяжелых бетонов в условиях трехосного неравномерного сжатия мы выполнили экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния цементных бетонов (исследовались составы: цементный камень, мелкозернистый и крупнозернистый бетон) в установке типа цилиндр-поршень, она позволяла имитировать аналогичные условия нагружения [2]. Экспериментальные исследования выполнены в ВНИИФТРИ под руководством Р.О. Красновского. Характерные виды разрушения бетонных образцов-цилиндров испытанных при различных соотношениях бокового давления к осевому, различном пути нагружения представлены на Рис. 4,5,6 . По данным выполненных испытаний видно развитие магистральной трещины (плоскости) разрушения. При отсутствии бокового давления – осевом сжатии усилием - N_1 (рис.4 б), развитие магистральных трещин совпадает с направлением действия силы N_1. При этом усилие N_1 от поршня, передается на образец через фторопластовые прокладки, установленные в конусообразных стальных плитах в торцах исследуемого образца (рис. 4а).

ЦК

Рис. 4 а Рис. 4 б Рис. 4 в Рис. 4 г

Рис. 4. Результаты испытаний цементного камня (ЦК) при трехосном сжатии

В других случаях, когда действуют усилия N_1 и $N_2 = N_3$, наблюдается сдвиговой характер разрушения - по наклонной плоскости (Рис. 4в, 4г). Установлено: угол наклона магистральной трещины (плоскости) зависит от соотношения бокового давления к вертикальному – осевому, создаваемому давлением поршня. При

испытании мелкозернистого - песчаного бетона (Рис.5) и обычного тяжелого бетона (Рис.6) характер развития магистральной трещины (плоскости разрушения) сохранился.

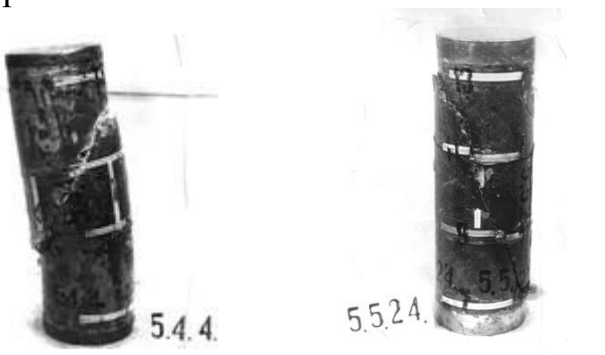


Рис. 5. Мелкозернисиый бетон (МЗБ)

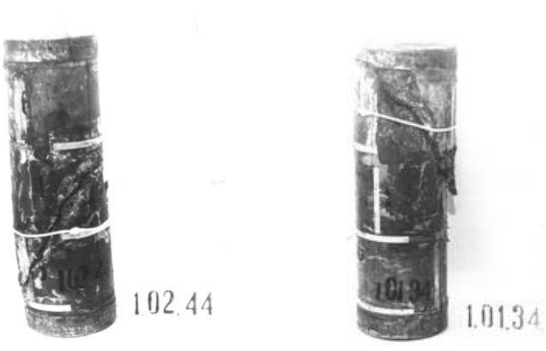


Рис. 6. Обычный тяжелый бетон (ОТБ)

Характер выполненных испытаний: Нагружение образцов (машинным маслом и давлением поршня в установке типа цилиндр-поршень, ВНИФТРИ) в условиях трехосного сжатия: N_1 , N_2= N3.

Нагружение:

1. – ПРОСТОЕ: создается заданное постоянное соотношение бокового давления к осевому, $N_2/N1 = 0.05, 0.10, 0.15, 0{,}20$, затем повышаются их величины, вплоть до разрушения образца.

2. – СЛОЖНОЕ нагружение: создается заданное – постоянное боковое давление по поверхности образца, затем увеличивающимся усилием сжатия N_1, образец доводится до разрушения. В литературе [1] имеются примеры разрушений сооружений вызванных сейсмическими воздействиями, например: шестиэтажной больницы Olive View (Рис.7, Япония). Железобетонные стойки первого этажа больницы, находящиеся на одном уровне, по-разному работают на восприятие сейсмических воздействий: одни из них разрушились (Рис.7а), у них отсутствует косвенное армирование в поперечном направлении, они армированы конструктивной поперечной арматурой. Другие восприняли усилия, передаваемые на них, а также от разрушенных колонн, при этом они потеряли общую устойчивость - изогнулись, однако сохранили здание от разрушения (Рис.7 б).

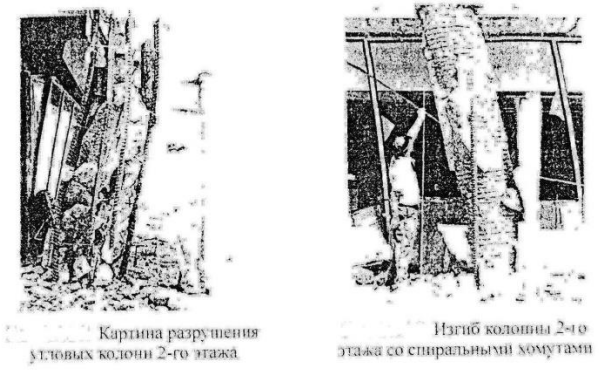


Рис. 7а-стойка разрушена

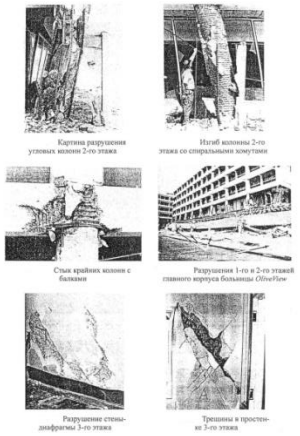


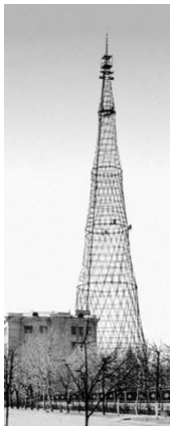
Рис. 7 б - стойки с косвенным армированием сохранили здание от разрушения

Рис.7

Анализируя последовательность разрушения можно заключить:

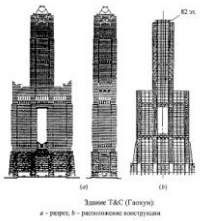
1. Наличие косвенной арматуры в стойках необходимо для сохранения несущей способности элементов, при сейсмических и им подобных - горизонтально действующих воздействиях на сооружение.

2. Косвенная арматура играет роль рабочей арматуры, она должна быть в зоне развития трещин, ее ориентация должна быть нормальной к плоскости развития магистральной трещины сдвига. Подобная ориентация по направлению расположения рабочих элементов, с наклоном к осям N_1 , N_2, N_3. принята в башне В.Г. Шухова, построенной в стальном исполнении, эксплуатация башни началась с 1922 г (Рис.8).



.

Рис. 8



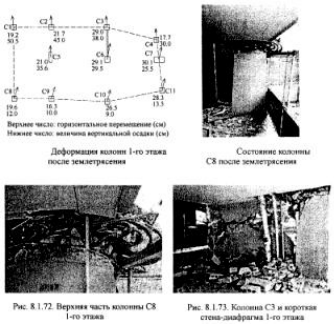


Рис. 9

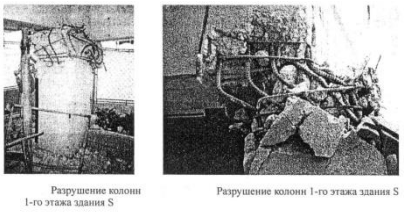


Рис. 10

Надежность работы башни В.Г. Шухова обеспечена ее конструктивным решением, учитывающего наклонное расположение конструктивных элементов в ней (рис.8), это также подтверждает необходимость наличия подобного - наклонного армирования и в сооружениях, включая и стойки, выполненных на основе железобетона. Армирование железобетонных сооружений, с наклоном арматуры в 2-х направлениях по высоте усилит также зону наружной поверхности, особенно – работающую на растяжение, обеспечит эксплуатационную безопасность и надежность при сложных условиях эксплуатации. При этом такое усиление выполнит функции железобетонного ядра жесткости сооружения, повысит устойчивость к действующим горизонтальным и вертикальным воздействиям. Одновременно это приведет к оптимизации расхода материалов: бетона и стали так отпадет потребность в создании сплошного – балластового сечения ядра жесткости. Таким образом, усилия растяжения будут переданы наклонной арматуре расположенной в оболочке сооружения, в зоне растяжения ее целесообразно назначить с предварительным напряжением. В таких сооружениях, испытывающих экстремальные внешние воздействия, зоной разрушения может быть и место

сопряжения стоек с монолитными железобетонными перекрытиями (имеющими значительно большую жесткость в зоне сопряжения), там возникают значительные сдвигающие усилия (Рис.10) вызывающие разрушение стоек. Здесь эффективным решением усиления может быть введение винтовой арматуры в тело стойки и участок монолитного железобетонного перекрытия. Такой способ применяется в стойках выполненных из трубобетонных элементов (Рис.11).

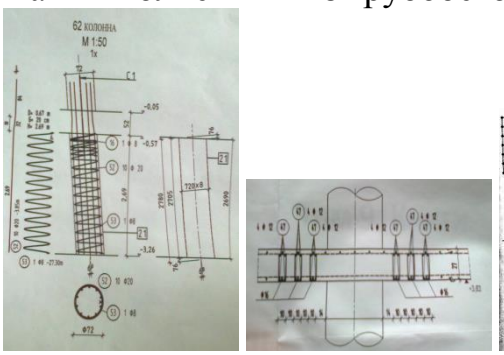


Рис.11

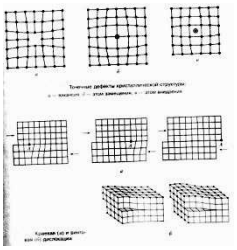


Рис.12. НДС

Он высокоэффективный, применяется как альтернативное решение по отношению к традиционно применяемому, однако спиральная арматура, укладываемая внутри него, должна работать в трех направлениях поэтому требуется установка дополнительной спиральной арматуры расположенной в зеркальном направлении к ней, либо требуется дополнительное наклонное сетчатое армирование, работающее на растяжение. В качестве рабочей - наклонной арматуры - как отдельных стоек, так и сооружения в целом применение конкурентоспособной композитной арматуры оправдано, ее широкое применение нашло в практике мирового строительства, так как она обладает высокими прочностными характеристиками и малодеформируема а также имеет высокую коррозионную устойчивость. Для внедрения предложенного выше способа армирования в практику строительства, Сургутский государственный университет приступил к моделированию процесса разрушения на математических и имитирующих моделях. За основу приняты работы Гриффитса по образованию и развития трещин в материалах. Применительно к конгломератному материалу-бетону рассматриваются работы О.Я. Берга и Ю.В. Зайцева обосновывающие физику и механику разрушения бетонов. В настоящее время Ю.В. Зайцев выполнил анализ процесса образования и развития трещин: при осевом, плоском и трехосном напряженно-деформируемом состоянии [3].

Литература

1. Жиренков А.Н. Деформирование и прочность обычного тяжелого бетона при сложном напряженном состоянии: дис… канд. техн. наук. – М, 2009.

2. Проектирование современных высотных зданий: перевод с китайского / под ред. Сюй Пэйфу. - М.: АСВ, 2008. - 469 с.

3. Эберхардштайнер Й., Леонович С.Н., Зайцев Ю.В. Прочность и трещиностойкость конструкционных строительных материалов при сложном напряженном состоянии. Минск: БНТУ, 2013. 522 с.

Ключевые слова: несущая способность, колонны – стойки, армирование бетона, механика разрушений, эксплуатация сооружений, стальные конструктивные решения

Keywords: carrying capacity, column-rack, reinforcement of concrete, fracture mechanics, maintenance of facilities, steel construction solutions

Жиренков А.Н, кандидат технических наук, доцент кафедры строительные технологии и конструкции Сургутского государственного университета, zvfmadi@mail.ru

Жиренков А.А, преподаватель кафедры строительные технологии и конструкции Сургутского государственного университета, zalex70588@mail.ru

Ефремова И.И., студентка 4 курса Нижегородского государственного архитектурно-строительного университета, , hart1994bhbyf@mail.ru

Zhirenkov AN, Candidate of Technical Sciences, associate professor of civil engineering technology and design Surgut State University, zvfmadi@mail.ru

Zhirenkov AA, lecturer in building technology and design Surgut State University, zalex70588@mail.ru

Efremova I.I, 4th year student of the Nizhny Novgorod State University of Architecture and Construction, hart1994bhbyf@mail.ru

Для цитирования:

Жиренков А.Н. К выбору способа армирования стоек строительных сооружений выполненных на основе железобетона / А.Н. Жиренков, А.А. Жиренков, И.И. Ефремова // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 117 – 123.

Citation:

Zhirenkov A.N. To choosing reinforcement frames building facilities completed through concrete / A.N. Zhirenkov, A.A. Zhirenkov, I.I. Efremova // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 117 – 123.

УДК 624.011.1

ИССЛЕДОВАНИЕ КРУЖАЛЬНЫХ АРОК ИЗ ЛИСТВЕННЫХ ПОРОД ДРЕВЕСИНЫ С СОЕДИНЕНИЯМИ НА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЗУБЧАТЫХ ПЛАСТИНАХ

В.Г. Котлов, М.А. Иванова

Поволжский государственный технологический университет, Йошкар-Ола, Россия

Аннотация

В статье рассмотрены деревянные конструкции в виде арок кружального очертания из лиственных пород древесины с соединением на металлических зубчатых пластинах. Предлагаются новые конструктивные решения стыков деревянных кружал с соединениями на МЗП. Приводится теоретический расчет и экспериментальное исследование деревянных арок из древесины березы на крупномасштабных моделях. Выполнен анализ теоретических и экспериментальных исследований.

RESEARCH OF CURVE ARCHES MADE FROM HARDWOOD WITH NODAL CONNECTION ON METAL CLAMPING PLATE

Abstract.
The article describes the wooden structures in the form of arches curve outlines of hardwood with a compound of punched metal clamping plates. Proposing new designs of wooden joints whirling with connections to the minimum wage. We present a theoretical calculation and experimental research of wooden arches from birch wood on large-scale models. An analysis of theoretical and experimental studies carried out.

В строительной практике известно большое количество разновидностей инженерных деревянных конструкций, которые различаются между собой по способу соединения отдельных элементов, способу изготовления, виду используемого лесоматериала, применению других материалов, конструктивной схеме и т.д. Особенно важным критерием является способ изготовления конструкций – построечный или заводской, который в значительной степени влияет на сроки строительства. К конструкциям построечного изготовления можно отнести различные виды гвоздевых конструкций, конструкции на врубках, многослойные решения покрытий из множества элементов, соединяемых гвоздями. В заводских условиях могут быть выполнены сборные металлодеревянные фермы на болтах из брусьев. Деревянные конструкции с узловыми соединениями на металлических зубчатых пластинах являются уникальным примером промышленного производства, при котором удается добиться значительного сокращения сроков строительства. Скорость сборки стропильной системы может достигать 100 м^2 за смену, поскольку все элементы изготавливаются на заводе и на строительной площадке их остается только собрать. Кроме этого, конструкции с применением металлических зубчатых пластин обладают целым рядом преимуществ – высокие показатели несущей способности соединения, их легкость, низкий расход древесины на единицу площади покрытия, минимальная необходимость в грузоподъемных механизмах, заметное сокращение количества человек в бригаде при возведении, возможность создания любых типов конструкций (фермы, арки, рамы, балки, каркасы панелей), компактность и эстетичность. Доступность сырья и сравнительная простота изготовления способствуют распространению конструкций с узловыми соединениями на МЗП по всему миру.

В условиях роста цен необходимо стремиться к выгодному использованию материалов с сохранением надлежащего качества, которое зависит от породы древесины. Наилучшим материалом для строительства является древесина хвойных пород – сосны, ели, лиственницы, поскольку она меньше подвержена загниванию и имеет более правильную форму ствола. Однако возрастающий спрос приводит к исчерпанию ее запасов. Потребность в древесине может быть удовлетворена за счет освоения неиспользуемой лиственной древесины. Лиственные и смешанные леса распространены в достаточно увлажненных областях с мягкими зимами и преобладают на западе европейской части России и на юге Дальнего Востока. Поэтому использование лиственных пород для изготовления конструкций с узловыми соединениями на металлических зубчатых пластинах особенно актуально для Поволжья.

Целью исследования было установить возможность использования лиственных пород древесины для изготовления деревянных конструкций, соединение элементов

которого выполнено на МЗП. Для этого были спроектированы и выполнены деревянные конструкции арочного типа.

Наиболее распространенными лиственными породами являются береза и осина. Они имеют высокие физико-механические свойства. Древесина березы отличается плотностью, высокой прочностью, особенно при ударных нагрузках. Осина обладает повышенной стойкостью к воздействию воды, технологичностью в обработке, хорошо поддается пропитке, имеет мало сучков в массиве. Но у древесины березы есть один существенный недостаток. Она обладает малой стойкостью в отношении загнивания, поэтому нужно соблюдать необходимые условия эксплуатации. В целом же, использование лиственных пород даст существенный толчок в рациональном использовании древесины.

В качестве несущих конструкций деревянных покрытий зданий различного назначения в основном используют арки. Они могут иметь пролет 12…80 м. В практике зарубежного строительства изготавливают деревянные арки пролетом 100 м и более. Сфера применения достаточно разнообразна – промышленные, сельскохозяйственные и общественные здания. Конструкции арок на металлических зубчатых пластинах являются простыми в изготовлении и состоят из минимального числа элементов.

Рассмотрим двухшарнирную кружальную арку из березы с узловыми соединения на МЗП. Расчетный пролет распорной системы с учетом опирания l=12 м. Стрела подъема f=3,53 м. Радиус кривизны арки

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} = \frac{12^2 + 4 \cdot 3{,}53^2}{8 \cdot 3{,}53} = 6{,}865 \text{ м} \quad (1)$$

Угол наклона опорного радиуса к горизонту через синус угла

$$\sin\alpha = \frac{l}{2R} = \frac{12}{2 \cdot 6{,}865} = 0{,}874 \quad (2)$$

Центральный угол оси полуарки $\alpha = 60°56'$. Шаг арок принимаем 1 м. Арку рассчитываем на действие постоянной нагрузки. В результате расчетов определили расчетное сечение на расстоянии 1,2 м от опоры с максимальными значениями усилий

$$M = 160 \text{ кг} \cdot \text{м} \quad (3)$$

$$Q = 80 \text{ кг} \quad (4)$$

$$N = 1360 \text{ кг} \quad (5)$$

Далее были определены размеры косяков и металлических пластин для арок с контактными видами соединения впритык (арка 1) и косым прирубом (арка 2).

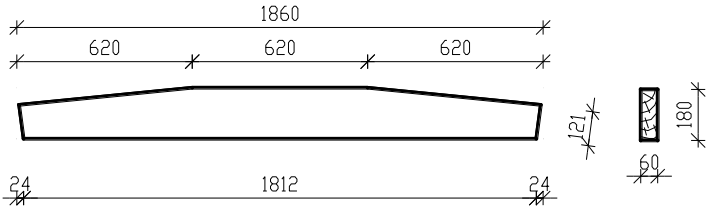


Рис 1. Косяк кружальной арки 1

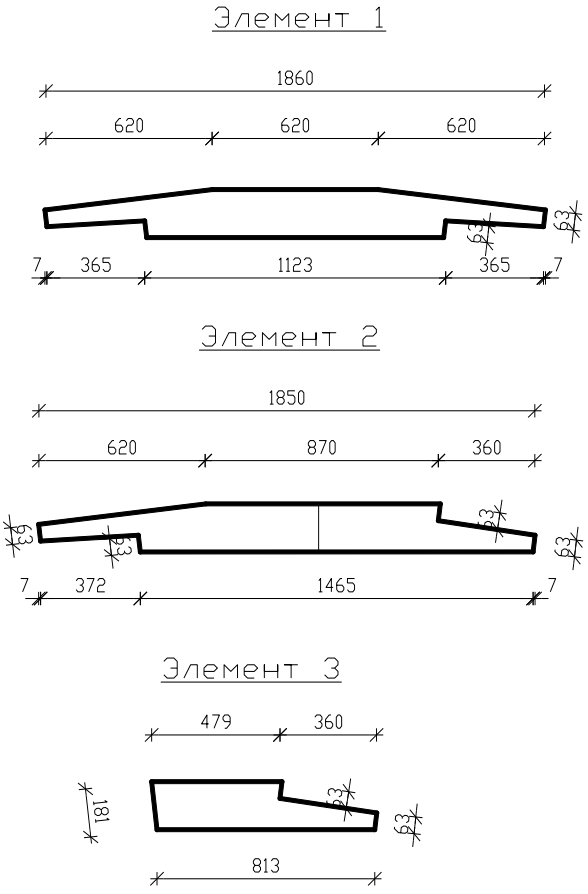


Рис 2. Косяк кружальной арки 2

Для проведения эксперимента были изготовлены арки из породы древесины с соединениями на МЗП в масштабе 1:4. Расчетный пролет арки l=3 м. Стрела подъема f=0,883 м. Бруски были изготовлены из березовых досок, полученных распиловкой свежесрубленных кряжей.

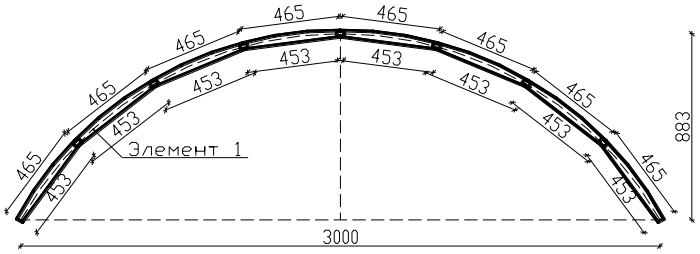


Рис 3. Модель кружальной арки 1

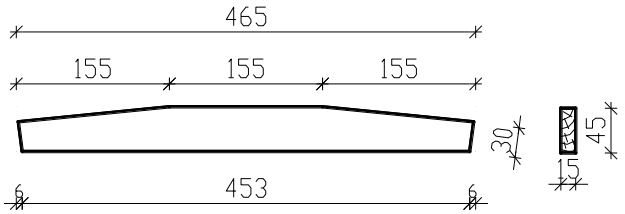


Рис 4. Модель косяка кружальной арки 1

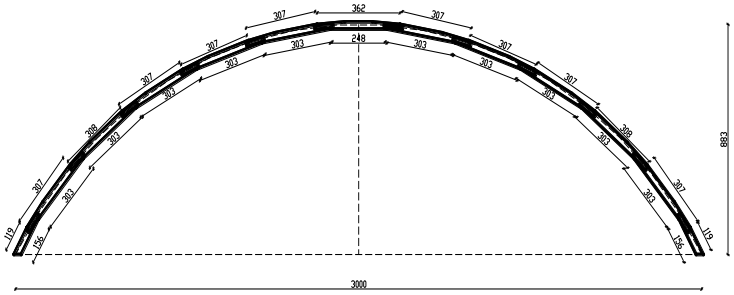


Рис 5. Модель кружальной арки 2 (соединение косым прирубом)

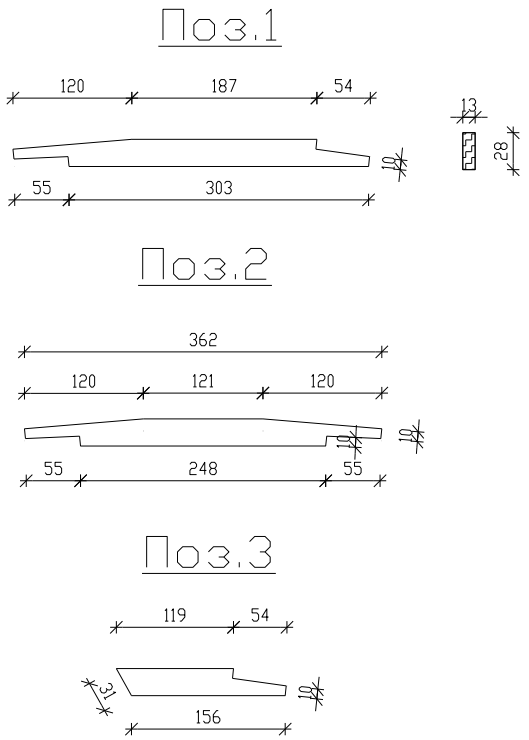


Рис 6. Модель косяка кружальной арки 2 (соединение косым прирубом)

Загружение моделей осуществляли четырьмя сосредоточенными силами, равномерно распределенными по пролету арок. Нагружение производилось циклами с постоянной скоростью до разрушения. В результате экспериментальных исследований арок на МЗП из лиственных пород получили следующие данные. Арка 1 показала несущую способность меньше, чем по расчету. Разрушение произошло в соединении элементов. Расчетная несущая способность арки 1 составила 170 кг, фактическая разрушающая – 306 кг. Арка 2 показала несущую способность больше, чем по расчету. Расчетная несущая способность арки 2

составила 210 кг, фактическая разрушающая – 400 кг. Таким образом, несущая способность оказалась больше у арки 2.

Анализ испытаний деревянных арок с соединениями на МЗП из березы показал, что лиственные породы древесины могут применяться в современном строительстве. Арочные сооружения на МЗП являются наиболее совершенными типами деревянных конструкций отличающихся легкостью, что снижает затраты на транспортирование и монтаж. Переход от стандартного соединения элементов в арках с узловыми соединениями на МЗП к соединениям косым прирубом способствует повышению несущей способности.

Литература

1.Ермолаев В.В. Автоматизация расчета соединений деревянных конструкций на металлических зубчатых пластинах (МЗП) по деформациям / В.В. Ермолаев // Технические науки: Сб.тр. аспирантов и магистрантов. Н. Новгород. ННГАСУ, 2005. – 17-20 с.

2.Рекомендации по испытанию деревянных конструкций (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко). – М.: Стройиздат, 1976. – 28 с.

3.Рекомендации по проектированию и изготовлению дощатых конструкций с соединениями на металлических зубчатых пластинах. – М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1983. – 40 с.

4.Ермолаев, В.В. Теоретические и экспериментальные исследования развития сдвиговых деформаций и перемещений составных деревянных балок на металлических зубчатых пластинах при длительном загружении / В. В. Ермолаев, В. А. Цепаев II Вестник РААСН. Волжское региональное отд-ние, - Н. Новгород, 2007. - Вып. 10. – С. 178-184.

5.Ярцев В.П., Киселева О.А. Проектирование и испытание деревянных конструкций: Учебное пособие. – Тамбов: Издательство ТГТУ, 2005. – 128 с.

Ключевые слова: элементы деревянных конструкций, арки, лиственные породы древесины, металлические зубчатые пластины.

Keywords: elements of wooden structures, arches,hardwood,metal clamping plate.

Котлов В.Г. – советник РААСН, кандидат технических наук, доцент. Поволжский государственный технологический университет, декан строительного факультета. Адрес организации: 424000, Россия, Республика Марий Эл, г. Йошкар-Ола, пл. Ленина д. 3. E-mail: KotlovVG@volgatech.net

Иванова М.А. - Поволжский государственный технологический университет, аспирант.Адрес организации: 424000, Россия, Республика Марий Эл, г. Йошкар-Ола, пл. Ленинад. 3. E-mail: mashasmils@yandex.ru

Kotlov V.G. – Counsellor of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor. Volga State University of Technology, Dean. Address of the institution: 424000, Russia, Republic of Mari El, Yoshkar-Ola, Lenin Sq. E-mail: KotlovVG@volgatech.net

Ivanova M. A. - Volga State University of Technology, Graduate student. Address of the institution: 424000, Russia, Republic of Mari El, Yoshkar-Ola, Lenin Sq. E-mail: mashasmils@yandex.ru

Для цитирования:
Котлов В.Г. Исследование кружальных арок из лиственных пород древесины с соединениями на металлических зубчатых пластинах / В.Г. Котлов, М.А. Иванова // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 123 – 129.

Citation:
Kotlov V.G. Research of curve arches made from hardwood with nodal connection on metal clamping plate / V.G.Kotlov, M. A.Ivanova // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 123 - 129.

УДК 624.011.

РАЗРАБОТКА И ИССЛЕДОВАНИЕ НОВОГО СПОСОБА УСИЛЕНИЯ КЛЕЕФАНЕРНОЙ ДВУТАВРОВОЙ БАЛКИ

И.Л. Кузнецов, Л.Р. Гимранов, И.В. Крайнов
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация
В статье рассматривается новый способ усиления клеефанерной двутавровой балки, состоящей из поясов и фанерной стенки, а именно узла соединения стенки с поясами крепежными элементами. Приводятся конструктивные параметры опытных образцов, а также результаты экспериментальных исследований. Приведены сравнительные графики результатов эксперимента усиленных и не усиленных образцов.

DEVELOPMENT AND RESEARCH OF A NEW METHOD OF ENHANCING KLEEFANERNOY I-BEAM

Abstract
The paper presents the new reinforcing method of the glued I joist with plywood web and timber chords, particularly the reinforcing of the joint between plywood web and timber chords with special shear transfer curved plates. In paper. also structural characteristics of the samples and results of the experiments are reviewed. There are comparing charts with the results of the experiments reinforced and non reinforced samples.

В практике строительства широко применяются клеефанерные балки, используемы в качестве несущих элементов опалубки [1]. По конструктивному исполнению указанные балки могут быть выполнены коробчатого или двутаврового сечения. Наилучшими показателями по расходу материала обладают клеефанерные балки двутаврового сечения. Одной из главных проблем указанных балок является обеспечение прочности соединения фанерной стенки с поясами из цельной или клееной древесины. В процессе эксплуатации таких балок возникает необходимость их усиления из-за разрушения по шву соединения фанерной стенки с поясами.

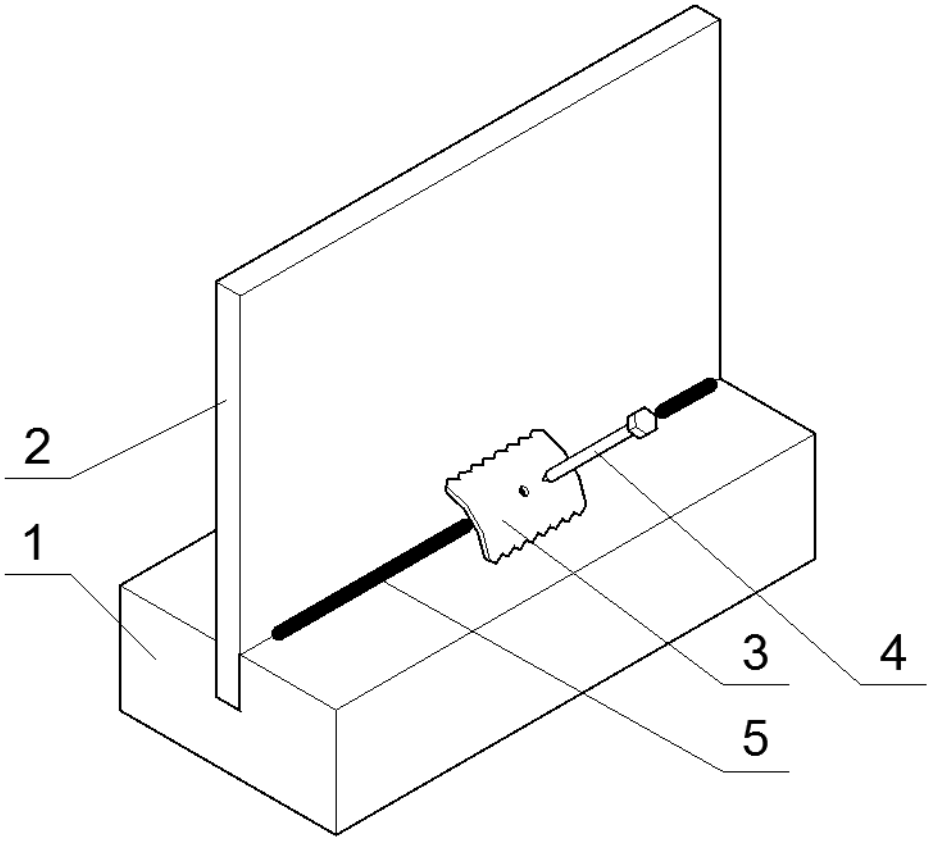


Рис. 1. Аксонометрия фрагмента балки в момент установки крепежных элементов: 1 - пояс из цельной древесины; 2 – фанерная стенка; 3 – крепежный элемент; 4 - прижимной винт; 5 – место разрушения клеевого шва.

Известные способы усиления двутавровых балок заключающиеся в выполнение в поясах балок цилиндрических выемок, захватывающих и кромки фанерной стенки с установкой в них нагелей [2,3]. Реализация данного способа усиления приводит к повышению несущей способности балки по клеевому шву, но вместе с тем ослабляет сечение балки и достаточно трудоемок в исполнении. Рассматриваемый ниже новый способ устраняет указанные недостатки и заключается в следующем (Рис. 1.). По длине балки между стенкой и поясами устанавливают крепежные элементы. Крепежные элементы выполняют листовыми с боковыми кромками пильчатого профиля, их упирают в стенку и пояс балки и прижимают винтом, который устанавливают в направлении биссектрисы угла примыкания стенки и пояса балки, при этом крепежные элементы устанавливают поочередно слева и справа сечения балки.

Предлагаемый способ усиления клеефанерной балки обладает новизной, поэтому для оценки эффективности предлагаемого решения и разработки методики расчета были проведены экспериментальные исследования узлов соединения стенки с поясом.

Для эксперимента были изготовлены образцы узлов соединения стенки с поясом из отрезков клеефанерных двутавровых балок находящихся в производстве. Высота сечения балки 200мм. Пояса выполнены из сосны 1-ого сорта сечением 40×80 мм. Стенка балки выполнена из фанеры толщиной 28 мм.

С целью более детального исследования работы узла соединения стенки с поясом на сдвиг, с включением крепежных элементов эксперимент был разделен на

несколько этапов. В первую очередь исследовалась фактическая работа клеевого шва на сдвигающее усилие (не усиленные образцы), для чего было доведено до разрушения несколько образцов не имеющих конструктивных особенностей.

Далее исследовались влияния на сдвиг прижимного винта и прижимного винта с крепежным элементом. Для чего предварительно расслоенные образцы, стягивались и испытывались поочередно сперва прижимными винтами, а затем прижимными винтами с крепежным элементом (Рис. 2.).

Рис. 2. Слева готовые к испытанию образцы усиленные прижимными винтами, справа прижимными винтами и крепежными элементами.

Далее усилению по тому же принципу подвергались не расслоенные образцы (усиленные образцы), с целью исследования совместной работы клеевого шва сначала с прижимными винтами, а затем с крепежными элементами на прижимных винтах (Рис. 3.).

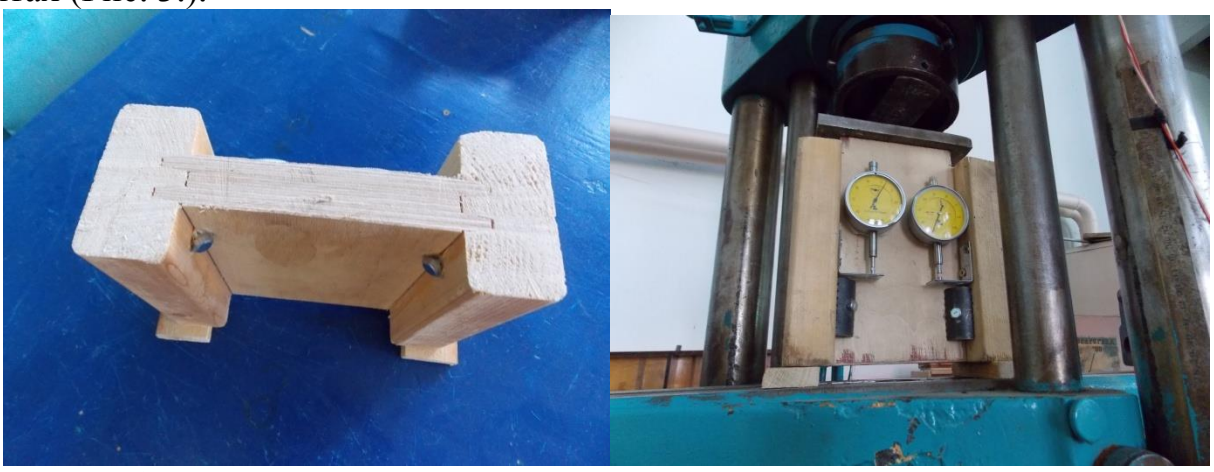


Рис.3. Слева образец усилен прижимными винтами, справа испытание образца усиленного крепежными элементами и прижимными винтами.

Испытания проводились на прессе, узел испытывался по балочной схеме, нагрузка прикладывалась по нейтральной оси сечения образца.

Для определения относительного сдвига поясов и стенки образцов , на каждый образец были установлены индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм.

Для каждого варианта исполнения опытного образца проводилось несколько испытаний, результаты которых приводились к усредненным данным и по ним были построены графики зависимостей сдвигов на границе стенка-пояс в зависимости от нагрузки (Рис. 4.).

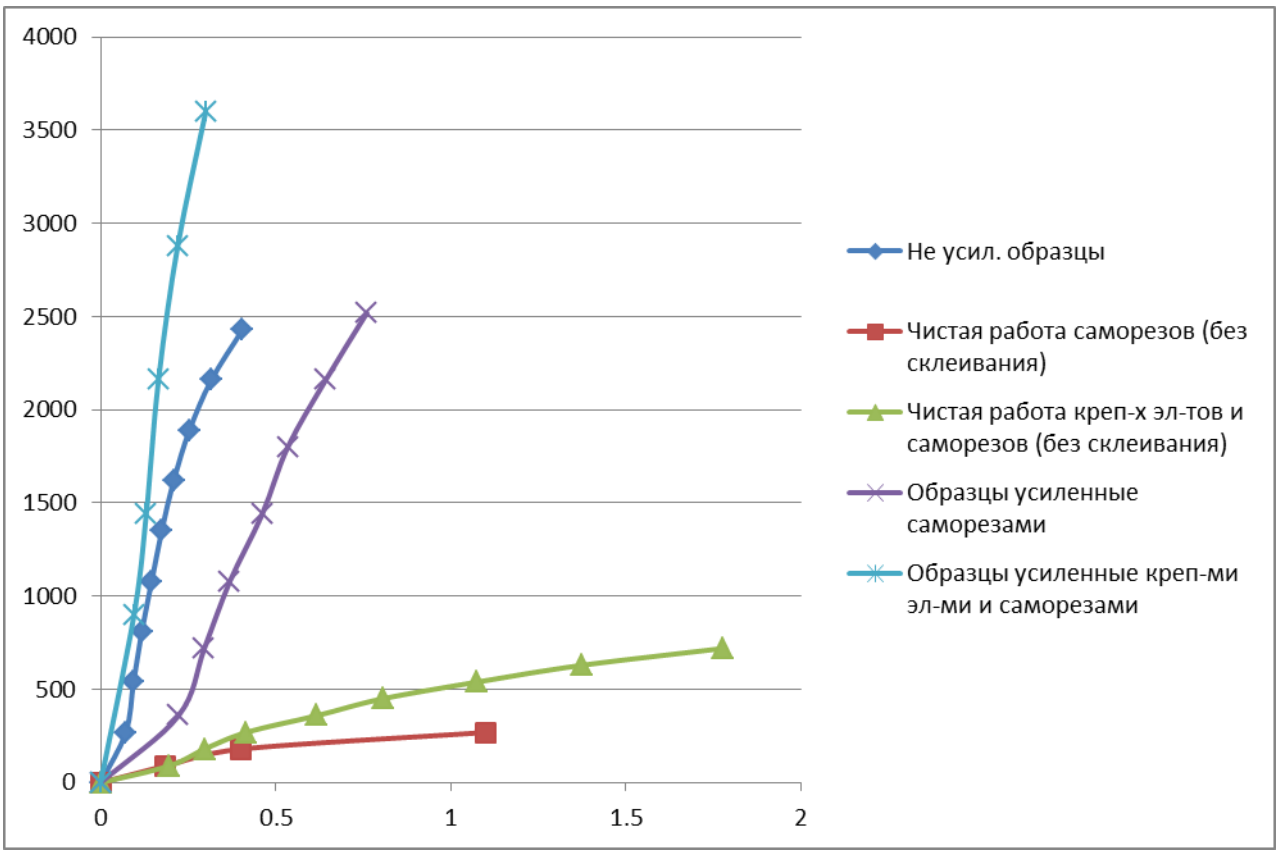


Рис. 4. Графики зависимостей сдвигов шва соединения стенка-пояс от нагрузки.

Выводы:

1. Результаты экспериментальных исследований нового способа усиления клеефанерной двутавровой балки показал, что использование крепежных элементов обеспечивает повышение несущей способности клеевого соединения фанерной стенки с поясами и достаточно эффективно для практической реализации.

2. Дальнейшие исследования по повышению эффективности предложенного способа усиления клеефанерной балки должны быть направлены на поиск оптимальных соотношений жесткостных характеристик клеевого шва и элементов усиления.

Литература

1. ТУ 5366-001-99187742-2007 (изменение № 02). Балки деревянные двутавровые клееные для опалубки., г. Волоколамск, 2008 г. – 3 с.
2. Кузнецов И.Л., Крайнов И.В. Способ усиления клеефанерной балки. Патент РФ №2454516. Бюллетень №23 от 20.08.2013.
3. Кузнецов И.Л., Крайнов И.В., Гимранов Л.Р. Разработка и исследование клеефанерной двутавровой балки. Известия КГАСУ №2(24), 2013. с 108-112.

Ключевые слова: клеефанерная двутавровая балка, крепежные усиливающие элементы, экспериментальные исследования.

Keywords: glue-laminated plywood I – beam, fastening reinforcing elements, experimental investigations.

Кузнецов И.Л. – доктор технических наук, профессор. E-mail: kuz377@mail.ru
Гимранов Л.Р. – кандидат технических наук, ассистент. E-mail: leenur@mail.ru
Крайнов И.В. – аспирант. Казанский государственный архитектурно-строительный университет. 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1.

Kuznetsov I.L. - Doctor of technical sciences, professor. E-mail: kuz377@mail.ru
Gimranov L.R. - Ph.D., assistant. E-mail: leenur@mail.ru
Kraynov I.V. - Post-graduate. Kazan State University of Architecture and Civil Engineering. 420043, Russia, Kazan, st. Green, d. 1.

Для цитирования:
Кузнецов И.Л. Разработка и исследование нового способа усиления клеефанерной двутавровой балки / И.Л. Кузнецов, Л.Р. Гимранов, И.В. Крайнов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 129 – 133.

Citation:
Kuznetsov I.L. Development and research of a new method of enhancing kleefanernoy I-beam / I.L. Kuznetsov, L.R. Gimranov, I.V. Kraynov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 129 - 133.

УДК 624.014, 624.071

ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НОВЫХ ТИПОВ СОЕДИНЕНИЙ ТОНКОСТЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

И.Л. Кузнецов, Р.Р. Рамазанов, А.Э. Фахрутдинов
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация
Рассматриваются способы повышения несущей способности узловых соединений тонкостенных элементов на смятие. Предлагается использовать отгиб конца элемента и устанавливать крепежные элементы в пределах отогнутой части, что увеличивает площадь соединения, работающую на смятие, в два раза. Дальнейшего увеличения площади смятия можно достигнуть путем установки дополнительной промежуточной детали. Экспериментальные и численные исследования подтверждают возможность повышения несущей способности узлов соединения тонкостенных элементов предложенными способами более чем в два раза.

RESEARCH OF BEARING CAPACITY OF NEW TYPES OF COMPOUNDS THIN-WALLED ELEMENTS

Abstract
Ways are discuss to improve the bearing capacity of nodal connections of thin-walled elements to collapse. For increase the bearing capacity of nodal connections is assumed to use the limb of the end and install fixing elements (bolts) between the bent parts, which increases an area of the compound working by collapse twice. Further increases area of collapse can achieved by installing additional intermediate parts. Experimental and numerical researches confirm the possibility of increasing the carrying capacity more than doubled.

В настоящее время происходит интенсивное наращивание производства легких конструкций с применением тонкостенных холодногнутых профилей из оцинкованной стали [1]. В подавляющем большинстве случаев соединения в таких конструкциях выполняются на болтах. Известно, что несущая способность болтового соединения принимается как наименьшее значение из условия обеспечения прочности на смятие или срез (согласно СП 16.13330.2014). В таблице 1 в качестве примера приведена несущая способность одноболтового соединения на смятие ($N_{см}$) и срез ($N_{ср}$) в зависимости от класса стали, диаметра болтов и толщины соединяемых деталей.

Таблица 1. Несущая способность одноболтовых соединений на смятие и срез

Несущая способность, кН	Диаметр болта	Класс стали	Толщина соединяемых элементов						
		Класс болтов	0,8 мм	1 мм	1,2 мм	1,4 мм	1,6 мм	1,8 мм	2 мм
Nсм	d=10 мм	С245	29,7	37,1	44,5	51,9	59,3	66,7	74,1
		С345	39,0	48,8	58,5	68,3	78,0	87,8	97,6
	d=12 мм	С245	35,6	44,5	53,4	62,3	71,2	80,1	89,0
		С345	46,8	58,5	70,2	82,0	93,7	105,4	117,1
Nср	d=10 мм	кл. 5.6	168						
		кл. 8.8	263,8						
	d=12 мм	кл. 5.6	241,9						
		кл. 8.8	379,8						

Из приведенной выше таблицы видно, что несущая способность узлового соединения из тонкостенных элементов ограничена по условию смятия. Известны следующие способы повышения несущей способности болтовых соединений на смятие [2]-[4], заключающихся в использовании вдавливаемых элементов, образующих несущие шпонки, или специальных конических шайб, повышающих расчетную площадь смятия. В данной статье рассматривается иной подход к повышению несущей способности узлового соединения тонкостенных элементов на смятие, заключающийся в отгибе концов соединяемых тонкостенных элементов [5], что увеличивает расчетную площадь смятия на данных участках. Для подтверждения эффективности предложенного решения были проведены численные и экспериментальные исследования работы узловых соединений, параметры которых приведены на рис. 1. Образцы были изготовлены из листовой стали класса С245 с расчетным сопротивлением на смятие 380 МПа. В качестве метизов были использованы болты диаметром 10 мм класса 5.8.

Численные исследования напряженно-деформированного состояния рассматриваемых образцов соединений тонкостенных элементов выполнялись на программном комплексе «Ansys». Полученные изополя напряжений для образцов с отгибами по типу 2 и 3 показали их качественное и количественное отличие от аналогичных значений для образцов без отгиба по типу 1. При этом исчерпание несущей способности происходит при нагрузке 4.7кН для образца по типу 1; для образца по типу 2 – при 9.55 кН, для образца по типу 3 – при 11.84 кН.

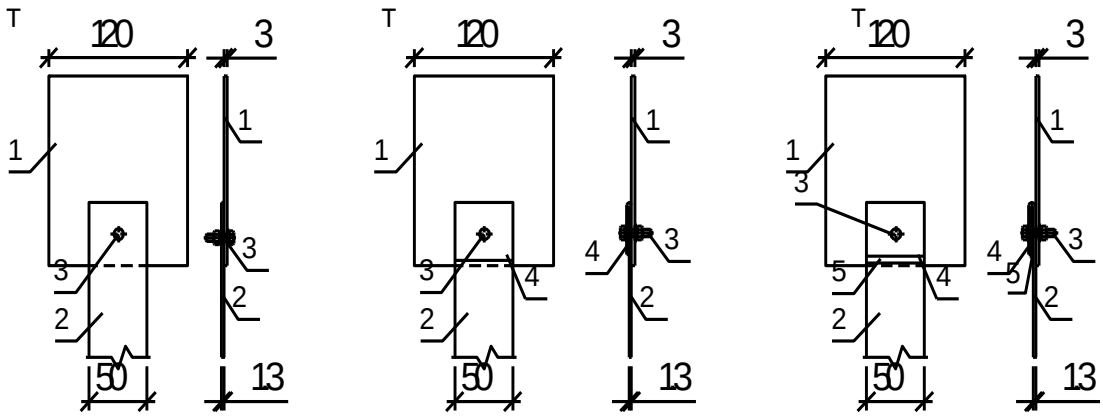


Рис. 1. Схемы экспериментальных образцов узловых соединений (тип 1 – традиционное нахлесточное соединение; тип 2 – узловое соединение с отгибом конца тонкостенного элемента; тип 3 – узловое соединение с отгибом конца тонкостенного элемента и установкой листовой детали): 1 – фасонка; 2 – прикрепляемый тонкостенный элемент; 3 – болт; 4 – отогнутая часть элемента; 5 – дополнительный усиливающий вкладыш

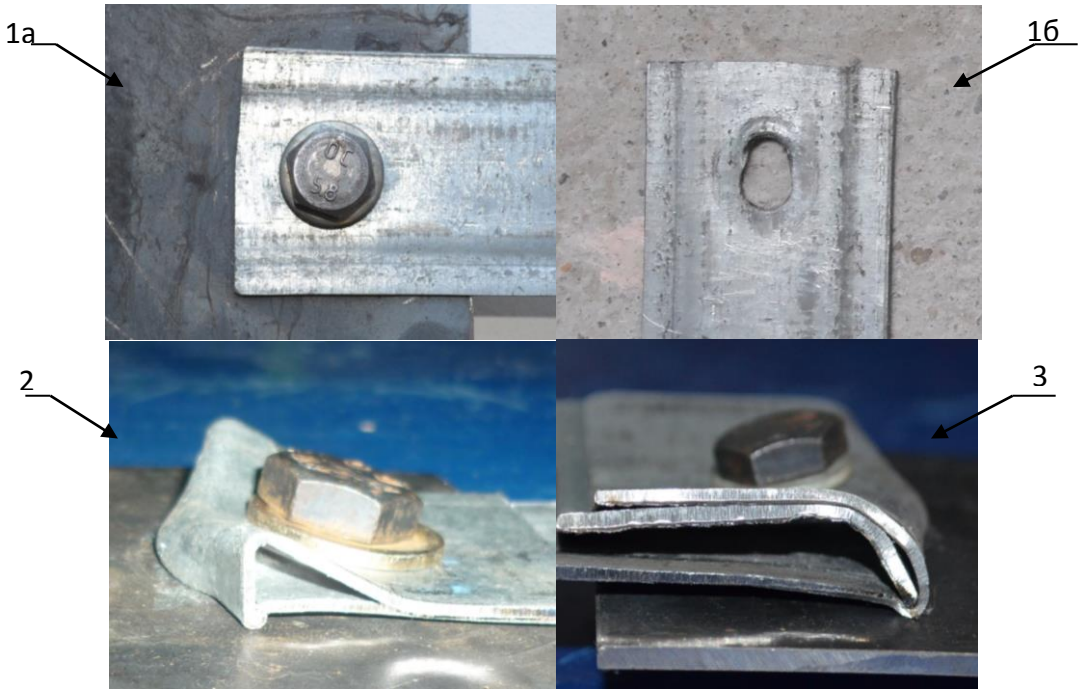


Рис. 2. Характер разрушения образцов соединений: 1а – образец по типу 1 до разборки; 1б – образец по типу 1 после испытания; 2 – образец по типу 2 после испытания, 3 – образец по типу 3 после испытания.

Результаты экспериментальных исследований образцов соединений тонкостенных элементов, выполненных по схемам на рис. 1, проводились на гидравлическом прессе УММ-20. Испытания образцов проводились до разрушения, при этом болтовое соединение воспринимало сдвиг. Характер разрушения образцов приведен на рис. 2, а результаты испытаний приведены на графике (рис. 3). Из приведенного графика следует, что линейная работа узлового соединения по типу 1 длилась до нагрузки 5,4 кН; узлового соединения по типу 2 – 12 кН, узлового соединения по типу 3 – 17 кН.

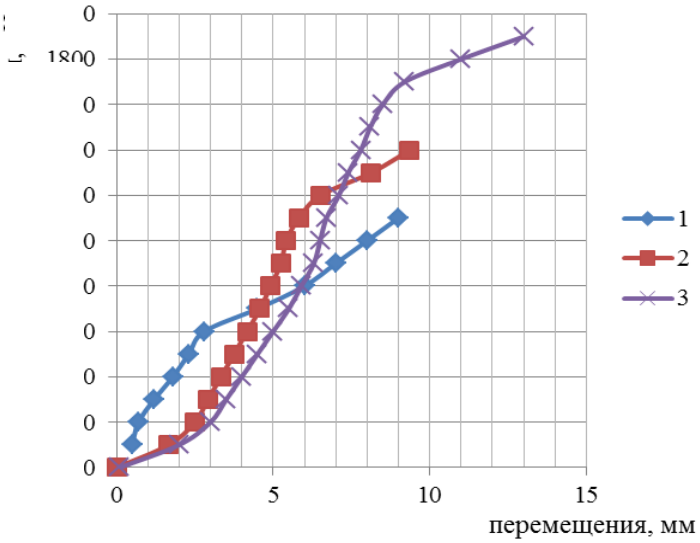


Рис. 3. Графики зависимости перемещений в узловых соединениях от нагрузки

Таким образом, проведенные исследования показали, что предлагаемые способы повышения несущей способности узловых соединений тонкостенных элементов путем отгиба их концов обеспечивает повышение несущей способности более чем в 2 раза.

Список библиографических ссылок

1. Айрумян Э.Л. Эффективные холодногнутые профили из оцинкованной стали – в массовое строительство. Монтажные и специальные работы в строительстве, № 1. 2005. – С. 10-17.

2. Кузнецов И.Л., Шмелев Г.Н., Пальмов Д.Л. и др. Соединение тонкостенных элементов: 2264505 РФ. № 2003109334/03; заявл. 01.04.2003, опубл.20.11.2004. Бюл. № 32. – 3 с.

3. Кузнецов И.Л., Шмелев Г.Н., Пальмов Д.Л. и др. Соединение тонкостенных элементов: 2264507 РФ. № 2004111579/03; заявл. 09.04.2004, опубл.20.01.2005. Бюл. № 32. – 3 с.

4. Кузнецов И.Л., Вишневский В.А., Тухватуллин А.А. Болтовое соединение тонкостенных элементов: кат. 2329359 РФ. № 2007103672/03; заявл. 22.01.2007; опубл. 20.07.2008. Бюл. № 20. – 3 с.

5. Кузнецов И.Л., Гимранов Л.Р., Фахрутдинов А.Э. Способ соединения тонкостенных элементов открытого сечения. 2431720 РФ. № 2010100011/03; заявл. 11.01.2010; опубл. 20.10.2011. Бюл. № 29. – 3 с.

Ключевые слова: повышение несущей способности на смятие, узлы соединения тонкостенных элементов.

Keywords: joints of thin-walled elements, advance of bearing capacity to collapse.

Кузнецов И.Л. – доктор технических наук, профессор.E-mail: kuz377@mail.ru
Рамазанов Р.Р. – аспирант. E-mail: ramrusrash@mail.ru
Фахрутдинов А.Э. – кандидат технических наук. E-mail: faxrutdinoff@yandex.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет
Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1

Kuznetsov I. L. – doctor of technical sciences, professor. E-mail: kuz377@mail.ru
Ramazanov R. R. – post-graduate student. E-mail: ramrusrash@mail.ru
– candidate of tehnical sciences. E-mail: faxrutdinoff@yandex.ru
Fachrutdinov A.E. - Ph.D., E-mail: faxrutdinoff@yandex.ru
Kazan State University of Architecture and Engineering
The organization address: 420043 Russia, Kazan, Zelenya st., 1.

Для цитирования:
Кузнецов И.Л. Исследование несущей способности новых типов соединений тонкостенных элементов / И.Л. Кузнецов, Р.Р. Рамазанов, А.Э. Фахрутдинов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С.. 133 – 137.

Citation:
Kuznetsov I. L. Research of bearing capacity of new types of compounds thin-walled elements / I. L. Kuznetsov, R. R., Ramazanov A.E. Fakhrutdinov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 133 - 137.

УДК 624.07

ИССЛЕДОВАНИЕ СБОРНО-МОНОЛИТНОЙ КАРКАСНОЙ СИСТЕМЫ «ЦЕНТРА МКС»

А.И. Лазарев, В.М. Поздеев, А.В. Средин, А.А. Винтина,
ФГБОУ ВПО «Поволжский государственный технологический университет», г.Йошкар-Ола, Россия

Аннотация
Представлено новое конструктивное решение железобетонного ригеля для сборно-монолитного каркаса зданий, разработанное «Центром МКС». Балка армируются предварительно напрягаемой арматурной проволокой Вр-1400, что позволяет изготавливать ее на стендах непрерывного формования. Представлены результаты и анализ экспериментальных исследований ригеля и фрагмента каркаса здания.

EXPERIMENTAL RESEARCH OF THE PRECAST-MONOLITHIC FRAMING SYSTEMS «CENTER MFB»

Abstract
Presented new design of reinforced concrete beams for prefabricated monolithic frame buildings, designed the "Centre MFB." Beam reinforced with prestressed reinforcement wire Vr-1400, allowing it to produce stands continuous molding. Presents the results and analysis of experimental studies beam and a fragment of the building framework.

В строительстве многоэтажных гражданских каркасных зданий значительные объемы приходятся на сборно-монолитные ригельные системы. Их отличает возможность создания рамных и рамно-связевых схем за счет технологичного и

качественного устройства жестких узлов сопряжения ригелей смежных пролетов. Простота конструкции сборной части ригеля позволяет выпускать широкую линию типоразмеров, что дает возможность создавать разнообразные планировочные решения жилых зданий.

Конструктивные решения сборно-монолитных каркасов постоянно совершенствуются. В Поволжском регионе первоначальная версия серии «Сарет» (SCOP PPB) [1], впервые внедренная в г. Чебоксары, сегодня возводится с различными вариантами настила: в классическом виде из сборных тонких плит толщиной 50 мм с последующей заливкой перекрытия с созданием сплошной плиты, и в модернизированном - из сборных многопустотных плит. Во втором варианте существенно сокращается объем монолитного бетона. Высокой технологичностью отличается каркас «Казань – XXI век» (вариант «Казань-1000»), разработанный Мустафиным И.И. (КазГАСУ) [2, 3]. Изготовление сборных ригелей в ненапряженном варианте и применение колонн различного поперечного сечения (прямоугольного, уголкового) позволяют расширить типологию возводимых зданий. Развивается и направление совершенствования конструктивных решений сборно-монолитных каркасов со «скрытыми» ригелями (с гладкой потолочной поверхностью). В развитии известной серии «АРКОС» с полностью монолитными ригелями предлагаются системы со сборными ригелями фигурного поперечного сечения, имеющего высоту, равную высоте плит перекрытия [4, 5].

Новое направление появилось с развитием технологии безопалубочного формования сборных железобетонных конструкций. Саратовской фирмой «ИМТОС» разработана конструкция сборного ригеля корытообразного сечения изготовляемого в предварительно напряженном варианте продольных стержней из проволоки ВР1400 без поперечного армирования. Установка поперечной арматуры производится в полую часть ригеля на строительной площадке с последующим бетонирование монолитной части конструкции. В таком варианте повышается доля монолитных работ на площадке и возникают определенные проблемы с обеспечением необходимого защитного слоя предварительно напрягаемой проволочной арматуры.

В ООО «Центр МКС» (г. Йошкар-Ола) предложен ригель с традиционной сборной частью прямоугольного сечения, но армированный проволочной арматурой [6]. Ригель предлагается изготавливать на стендах непрерывного формования, но без использования формовочных машин, так как поперечная арматура устанавливается сразу в опалубку. Армирование ригеля показано на рис. 1.

Разработанное конструктивное решение было внедрено на предприятии ООО «Нижегородский Дом и К» в г. Нижний Новгород. Предварительно с участием ПГТУ были проведены натурные испытания сборно-монолитного ригеля и фрагмента каркаса.

В системе каркаса ригель работает по схеме неразрезной балки. Испытание такой конструкции является достаточно трудоемкой задачей. Поэтому была разработана поэтапная схема испытания: по отдельности испытывались пролетная и опорная часть ригеля [7].

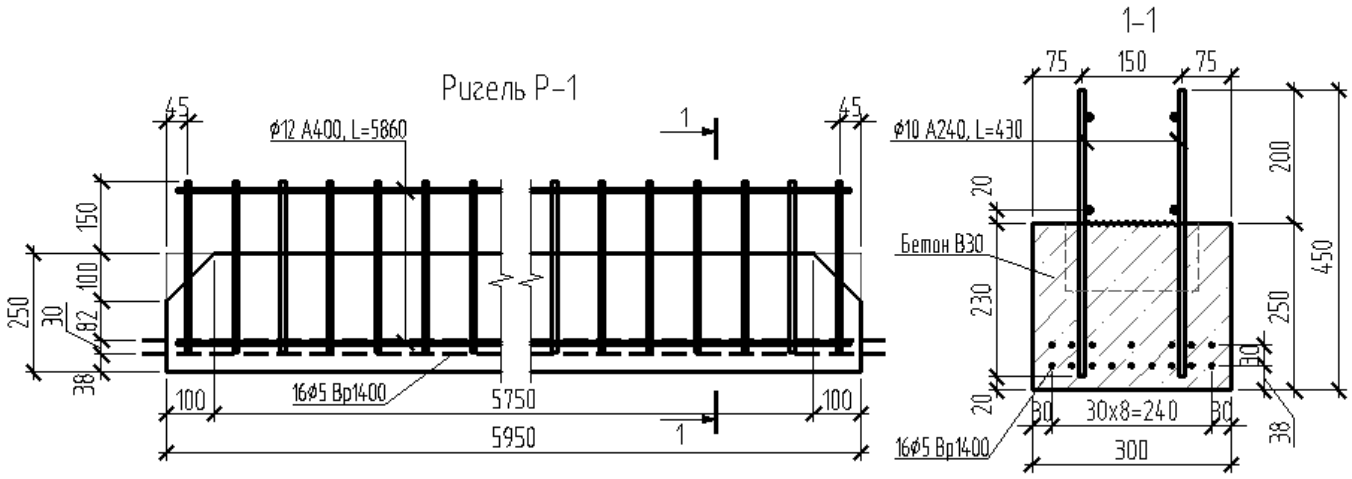


Рис.1. Схема армирования поперечного сечения ригеля Р-1

Для оценки напряженно-деформированного состояния ригеля в составе перекрытия на площадках предприятия ООО «Нижегородский Дом и К» в ноябре 2013 года был смонтирован фрагмент каркаса с жесткими монолитными стыками. Конструкция состояла из двух ячеек с размерами в плане по осям 7,2×6,3 м и 3,6×6,3 м. Каркас состоял из 9 колонн сечением 300×300 мм. Колонны поверху объединялись ригелями с размерами 300×250(h). После укладки на ригели многопустотных плит перекрытия, изготовленных на линии непрерывного формования, верхняя часть ригелей замоноличивались бетоном В30. Сечение ригелей с учетом монолитной части - 300×470(h) мм. Армирование конструктивных элементов было выполнено под расчетную нагрузку 7,2 кПа. Загружение проводилось бетонными блоками весом 0,60 т (6 кН). Конструкция испытанной ячейки каркаса представлена на рис. 2. Схема загружения и расстановки прогибомеров показана на рис. 3.

Методика испытания опытного фрагмента каркаса предусматривала поэтапное нагружение перекрытия вертикальной нагрузкой до уровня, соответствующего расчетному значению проектной нагрузки. Блоки устанавливали только на многопустотные плиты через деревянные подкладки. Нагружение ригелей происходило вследствие передачи на них усилий от многопустотных плит перекрытия. В результате было проведено 12 этапов загружения опытной ячейки каркаса. Общее число блоков, установленных на перекрытие – 92 шт. с суммарный весом 55,2 т. Общая равномерно-распределенная нагрузка на 12 этапе составляла 8,12 кПа. Общий вид испытания показан на рис. 4.

Согласно программе испытаний, первые трещины в среднем ригеле по оси «2» должны были появиться при нагрузке 6,6 кП. Фактически моментом трещинообразования можно считать 10 этап с нагрузкой 7,1 кПа, при которой в ригеле по оси «2» появилась вертикальная трещина раскрытием 0,05 мм. Трещина располагалась на расстоянии 800 мм от середины пролета. Далее в процессе загружения новые трещины не появлялись. При максимальной нагрузке 8,12 кПа (12-й этап загружения) раскрытие трещины не превысило значения 0,10 мм.

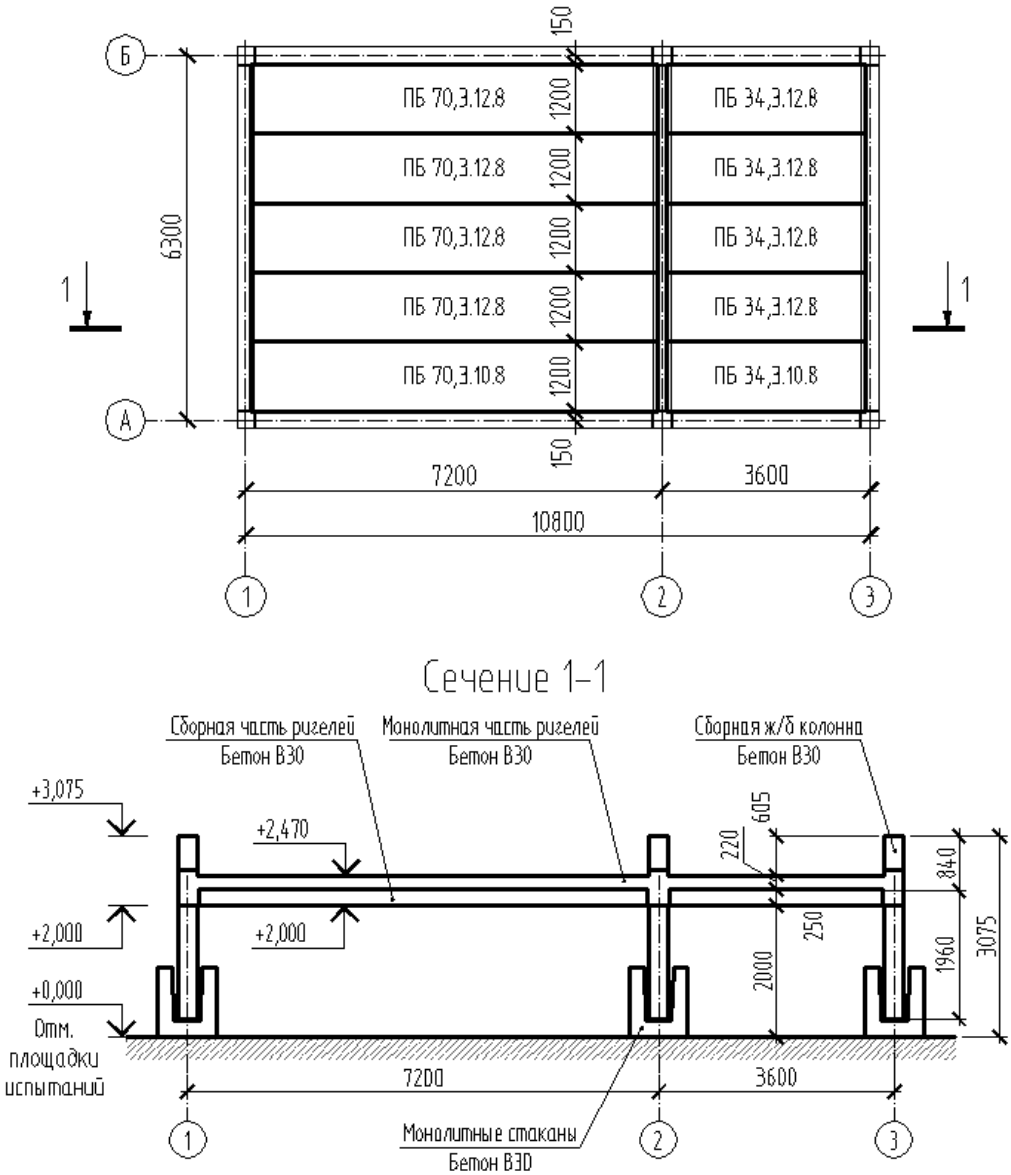


Рис.2. Схема испытанной ячейки каркаса ООО «Центр МКС»

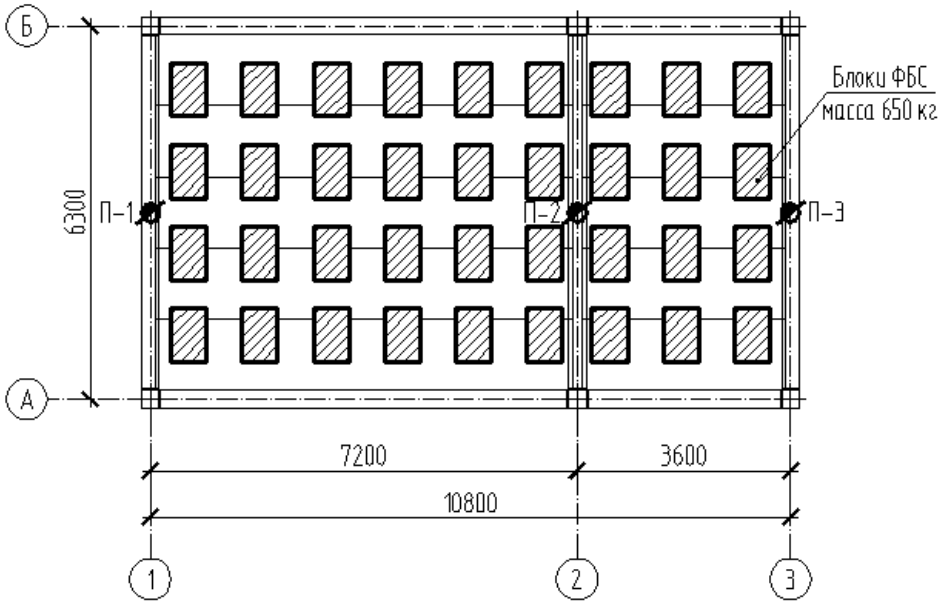


Рис.3. Схема загружения и расстановки приборов фрагмента каркаса

Рис.4. Общий вид испытания фрагмента каркаса.

В процессе испытания измерялись значения прогибов ригелей, расположенных по цифровым осям. Графики вертикальных перемещений показаны на рис. 5. Прогиб, наиболее нагруженного ригеля в момент образования трещин составил 2,1 мм, максимальное значение прогиба на 12 этапе соответствовало 3,6 мм.

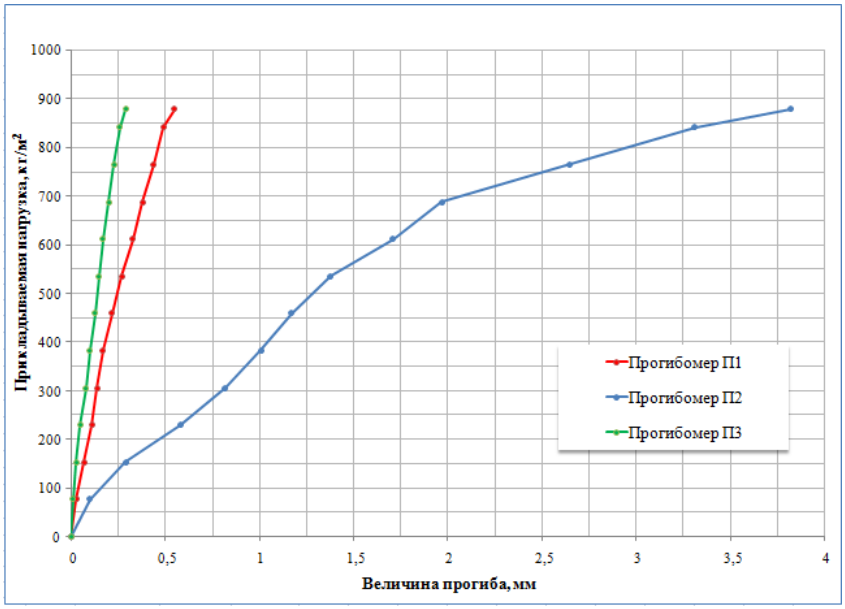


Рис.5. Графики прогибов ригелей фрагмента каркаса.

Для центрального ригеля был произведен теоретический расчет прогиба защемленной балки. Для расчета применялась методика, представленная в приложении 5 по СП 63.13330.2012, учитывающая предварительное напряжение конструкции. Перемещения рассчитывались от нагрузки на каждом этапе. График сравнения результатов расчета и экспериментальных значений показан на рис. 6

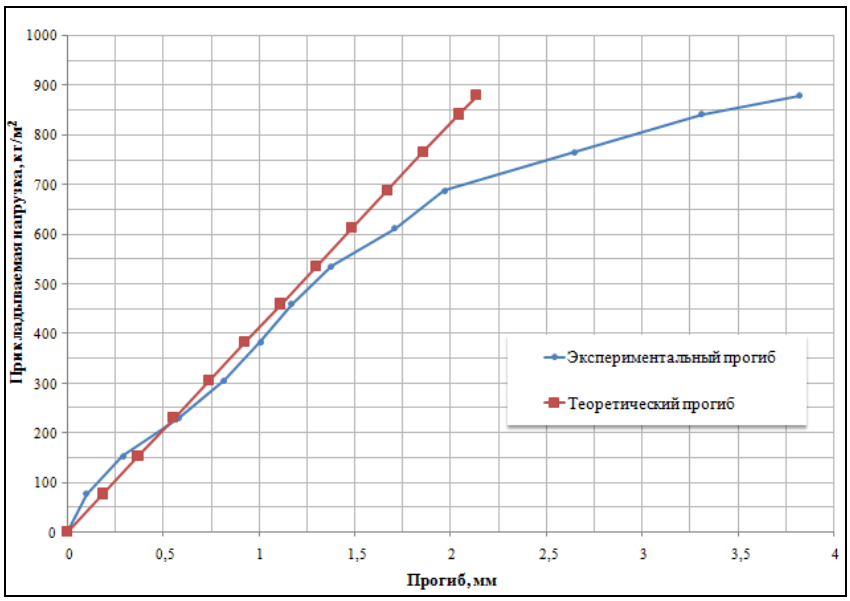


Рис.6. Сравнение расчетных и экспериментальных значений прогибов ригеля по оси «2».

1. В рамках совершенствования конструктивных решений сборно-монолитных каркасов разработана конструкция сборно-монолитного ригеля, армированного предварительно напряжённой проволочной арматурой, для изготовления на стендах непрерывного формования.

2. Проведенные испытания нагружением статической нагрузкой натурного фрагмента сборно-монолитного каркаса подтвердили, что ригель обладает необходимыми показателями по жесткости и трещиностойкости. Испытания ригеля как отдельной конструкции выявили соответствие его требованиям по прочности.

Литература

1. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций (справочное пособие к СНиП 2.03.01-84) /НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1991.–68 с.

2. Пат. 2184816 Российская Федерация, МПК7 B04B1/20. Сборно-монолитный железобетонный каркас многоэтажного здания «Казань-1000» / Мустафин И.И., Гаранин В.Н.; заявитель и патентообладатель Мустафин И.И., Гаранин В.Н. Заявл. 22.03.2001; опубл. 10.07.2002. – 4с.

3. Пат. 2281362 Российская Федерация, МПК B04B1/20. Сборно-монолитный железобетонный каркас многоэтажного здания «Казань-XXI век» / Мустафин И.И.; заявитель и патентообладатель Мустафин И.И. Заявл. 27.12.2004; опубл. 10.08.2006 – 3с.

4. Гуров Е.П. Анализ и предложения по конструктивной надежности и безопасности сборно-монолитных перекрытий в каркасе серии Б1.020.1-7 (в системе «АРКОС» // – Бетон и железобетон. – 2012. - №2. – С. 6-10.

5. Гуров Е.П. Анализ и предложения по конструктивной надежности и безопасности сборно-монолитных перекрытий в каркасе серии Б1.020.1-7 (в системе «АРКОС». окончание // – Бетон и железобетон. – 2012. - №5. – С. 16-17.

6. Сборно-монолитный железобетонный ригель каркаса здания, сооружения / Лазарев А.И., Лазарев И.А., Средин А.В., Титов А.Н.; Пат. 138674 Российская

Федерация, МПК B04B1/20. Заявитель и патентообладатель ООО «Центр МКС». Заявл. 23.10.2013; опубл. 20.03.2014 – 5с.

7. Винтина А.А. Экспериментальные исследования сборно-монолитного ригеля каркасной системы ООО «Центр МКС» [Текст] / А.А. Винтина, А.И. Лазарев, В.М. Поздеев, А.В. Средин // Труды Поволжского государственного технологического университета. Серия «Технологическая»: сб. статей - Йошкар-Ола: ПГТУ, 2014. – С. 231 – 235.

Ключевые слова: сборно-монолитный каркас здания, сборно-монолитный ригель, технология непрерывного формования изделий, испытание нагружением, фрагмент каркаса здания, несущая способность, вертикальные перемещения.

Keywords: precast-monolithic frame building, precast-monolithic beam, continuous molding technology products, test loading, fragment building frame, load-bearing capacity, vertical displacement.

Лазарев А.И., аспирант; В.М. Поздеев, кандидат технических наук, доцент; А.В. Средин, аспирант; А.А. Винтина инженер. ФГБОУ ВПО «Поволжский государственный технологический университет», kskio@volgatech.net.

Lazarev A. I. post-graduate student; V. M. Pozdeev candidate of technical sciences, associate professor; A.V. Sredin post-graduate student, A.A. Vintina ingineer. Volga State University of Technology, kskio@volgatech.net

Для цитирования:

Лазарев А.И. Исследование сборно-монолитной каркасной системы «Центра МКС» / А.И. Лазарев, В.М. Поздеев, А.В. Средин, А.А. Винтина // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 137 – 143.

Citation:

Lazarev A.I. Experimental research of the precast-monolithic framing systems «Center MFB»/ A.I. Lazarev, V.M. Pozdeev, A.V. Sredin, A.A. Vintina // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 137 – 143.

УДК 624.074.4.016

К ВОПРОСУ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГИБКИХ ОБОЛОЧЕК СВОБОДНОЙ ФОРМЫ ИЗ ОРТОТРОПНО АРМИРОВАННЫХ РУЛОННЫХ СТЕКЛОПЛАСТИКОВ

А.Г. Лукин

ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия

Аннотация

В статье обобщаются проблемы, связанные с расчетом гибких оболочек из рулонного стеклопластика. Дается анализ особенностей работы рулонного стеклопластика в условиях двухосного растяжения.

ON THE DETERMINATION OF STRESS-STRAIN STATE OF FLEXIBLE SHELLS FREE FORM ORTHOTROPIC ROLLED FIBREGLASS REINFORCED

Abstract
The article summarizes the problems associated with the calculation gibkihobolochek roll fiberglass. The analysis of the features of the roll of fiberglass under biaxial stretching.

Известно, что степень использования прочностных свойств материала при применении плоскостных конструкций весьма мал. Кроме того, на отдельных участках материал плоскостной конструкции вообще не работает и является мертвым грузом для сооружений. Значительно уменьшить этот недостаток можно применением пространственных конструкций, где за счет работы материала в плоском напряженном состоянии коэффициент использования материала значительно повышается. Кроме того, они, как правило, совмещают функции несущих и ограждающих конструкций.

Висячие гибкие оболочки по сравнению с другими видами пространственных конструкций являются наиболее экономичными по расходу материала. Работа оболочки на растяжение в двух направлениях предполагает, что ее масса будет всегда меньше массы аналогичной стержневой системы.

Аналитический расчет гибких висячих оболочек осложнен необходимостью учета, как минимум, геометрической нелинейности. Поэтому может быть использован только при расчете оболочек с достаточно простыми формами срединной поверхности. Для расчета оболочек со сложными формами срединной поверхности применяют численные методы с использованием метода стержневой аппроксимации.

Анализ методик расчета гибких систем методом стержневой аппроксимации и связанные с ними вопросы моделирования оболочки шарнирно-стержневой системой показал, что в большинстве публикаций на эту тему (работы А.Р.Ржаницина, В.А.Савельева, В.И.Трофимова и др.) рассматриваются вопросы расчета изотропных и условно-анизотропных оболочек. Под условно-ортотропными здесь понимаются оболочки из материалов, имеющих различные модули упругости в ортогональных направлениях и коэффициент Пуассона не зависящий от направления действия нагрузки, что характерно для прокатных материалов. Почти все эти работы связаны с расчетом металлических конструкций.

Существующая методика расчета оболочек, основанная на методе стержневой аппроксимации, включает три этапа:

- моделирование оболочки шарнирно-стержневой системой из условия равенства перемещений оболочки и ее стержневой модели при одинаковой нагрузке;
- расчет стержневой модели оболочки методом перемещений;
- моделирование напряжений в материале оболочки по усилиям в элементах ее стержневой модели.

Попытки применения существующей методики для расчета ортотропно армированных оболочек и сопоставление результатов расчета с экспериментальными данными показали, что эта методика позволяет достаточно точно определять перемещения оболочки, а усилия, возникающие в ней,

определяются с очень большой погрешностью. Причем погрешность определения усилий зависит от соосности главных напряжений, действующих в оболочке, с направлениями армирования материала оболочки: при совпадении направления главных напряжений с направлениями армирования погрешности определения усилий в оболочке по существующей методике небольшие (до 20 %), при несовпадении – погрешность сильно возрастает с увеличением угла отклонения главных напряжений от направления армирования. При углах отклонения близких к 45^o погрешность определения усилий в оболочке с использованием существующих методик моделирования доходит до 200 %. При этом возможно также изменение знака усилия (на участках оболочки с большой разницей в величинах главных напряжений).

Анализ методики определения параметров стержневой модели оболочки (в существующих методиках расчета) показал, что для получения одинаковых перемещений оболочки и ее стержневой модели требуется, чтобы упругие характеристики материала оболочки была связаны между собой определенной зависимостью. В приложении к ортортопному материалу эта зависимость имеет вид:

$$G_{xy} = \frac{E_y \cdot \mu_{xy}}{1 - \mu_{xy} \cdot \mu_{yx}} = \frac{E_x \cdot \mu_{yx}}{1 - \mu_{xy} \cdot \mu_{yx}}$$

Если эта зависимость выполняется, то все сказанное для изотропных и условно ортотропных оболочек будет справедливо и для ортотропных оболочек. Однако для ортотропно армированных оболочек это соотношение не выполняется – физический модуль сдвига всегда меньше, чем требуется по условиям моделирования. Это связано с тем, что величины модулей упругости и коэффициентов Пуассона для ортотропно армированного стеклопластика определяются жесткостями армирующего материала и полимерной матрицы, а на величину модуля сдвига влияет в основном только жесткость полимерной матрицы. В нашем случае (для рулонного ортотропного стеклопластика) физический модуль сдвига материала отличается от требуемого по условиям моделирования на порядок.

Для решения возникшей проблемы было предложено [1, 3] внести изменения в последний этап существующей методики расчета.

Так как при моделировании оболочки стержневой системой требуется, чтобы параметры элементов стержневой модели были определены из условия равенства деформаций оболочки и ее стержневой модели при одинаковой внешней нагрузке, то на первом этапе приходится пользоваться модулем сдвига, определяемым из условия моделирования. Но в этом случае напряжения в материале оболочки, полученные из условия равновесия приложенных к стержневой ячейке усилий и усилий в стержнях, будут отличаться от фактических тем больше, чем больше разница между физическим модулем сдвига и модулем сдвига, требуемым по условиям моделирования.

Для снятия этой проблемы было предложено перед расчетом усилий в оболочке провести еще одно ее моделирование стержневой системой. При этом геометрию стержневой системы предложено сохранять прежней, а жесткостные характеристики

стержней определять из условия равенства усилий, приложенных к элементу оболочки и ее стержневой модели при равенстве их деформаций. Дальнейший расчет усилий, возникающих в материале оболочки, выполнять с подстановкой в расчетные формулы физического модуля сдвига.

В результате проведенной работы были предложены формулы для первого и второго моделирования оболочки из ортотропно армированного материала шарнирно-стержневой моделью, состоящей из квадратных стержневых ячеек с диагональными элементами.

Проведенные расчеты по полученной методике показали хорошее схождение результатов расчета с экспериментальными данными.

Однако предложенная методика расчета не учитывает все особенности работы рулонных стеклопластиков.

Дело в том, что из-за большой разницы в жесткостных характеристиках нитей армирующего материала (стеклоткани, или стеклосетки) и полимерной матрицы стеклопластика, жесткостные характеристики вдоль армирования значительно выше, чем под углом к нему. Кроме того, из-за того, что в рулонных стеклопластиках нити армирующей стеклосетки вдоль основы (вдоль рулона) прямолинейны, а вдоль утка – переплетают нити основы, поведение рулонного стеклопластика при двухосном растяжении отличается от его поведения при одноосном растяжении – из-за выпрямления нитей утка и искривления нитей основы. Естественно, что при этом жесткостные характеристики стеклопластика в условиях двухосного растяжения будут отличатся от тех же характеристик при одноосном растяжении (полученных в результате испытания полос стеклопластика).

Исследования особенностей поведения рулонного стеклопластика, проведенные на тонкостенных образцах цилиндрической формы с заглушками по концам внутри которых создавалось избыточное давление воздуха [2, 4], показали, что жесткостные характеристики материала в условиях двухосного растяжения не только отличатся от тех же характеристик при одноосном растяжении, но и меняются в зависимости от соотношения усилий. Поэтому, для уточнения методики определения напряженно-деформированного состояния оболочек из рулонного необходимо учитывать эти изменения. К сожалению, проведенные исследования позволили сделать только грубую оценку этих изменений, т.к. были выполнены только для соотношения усилий 1:1 и 1:2. В настоящее время разработана установка для исследования характера изменения упругих характеристик рулонного стеклопластика при любом соотношении усилий.

Литература

1. Лукин А.Г. Особенности статического расчета гибких ортотропных оболочек из стеклопластиков / Исследование действительной работы и усиление строительных конструкций промышленных зданий и соор.: Сб. матер. межгосуд. научно-техн. конф. - Магнитогорск, 1995.

2. Лукин А.Г. Особенности работы рулонного ортотропного стеклопластика в условиях двухосного растяжения / Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы Третьей Всероссийской конференции. Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2005.

3. Лукин А.Г. Особенности применения метода стержневой аппроксимации для расчета оболочек из ортотропно-армированных материалов / Дорожно-транспортный комплекс: материалы V научно-технической конференции. - Чебоксары: Волжский филиал МАДИ (ГТУ), 2006. - 115 с.

4. Лукин А.Г. Особенности потери местной устойчивости оболочекных оболочек / Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы Четвертой Всероссийской конференции. Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2007.

Ключевые слова: оболочка, упругие характеристики, рулонный стеклоплатик, метод стержневой аппроксимации.

Keywords: shell, elastic characteristics, roll stekloplatik method core approximation.

Лукин Александр Геннадьевич – доцент кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; luki_ag@rambler.ru

Lukin Alexander G. - Associate Professor of "Building construction", Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; luki_ag@rambler.ru

Для цитирования:

Лукин А.Г. К вопросу определения напряженно-деформированного состояния гибких оболочек свободной формы из ортотропно армированных рулонных стеклопластиков/ А.Г. Лукин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 143 – 147.

Citation:

Lukin A.G. On the determination of stress-strain state of flexible shells freeform orthotropic reinforced rolled Fibreglass / A.G. Lukin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 143 - 147.

УДК 539.374

К ВОПРОСУ О СЖАТИИ АНИЗОТРОПНОГО СЛОЯ

Л.А. Максимова

ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия

Аннотация.

Рассматривается НДС слоя из идеального жесткопластического материала в трехмерном пространстве. Задача рассмотрена, как обобщение классического решения Прандтля.

ON THE PROBLEM OF COMPRESSION ANISOTROPIC LAYER

Abstract.
Considered VAT layer of the ideal rigid-plastic material in three-dimensional space. The task is considered as a generalization of the classical solutions of Prandtl.

1. В работе [2] даны статически определимые соотношения для анизотропного материала, не сводящиеся к условиям полного предельного состояния

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \nu + 2An_1^2, \qquad \tau_{xy} = 2Fn_1n_2, \\ \sigma_y &= \nu + 2Bn_2^2, \qquad \tau_{yz} = 2Gn_2n_3, \\ \sigma_z &= \nu + 2Cn_3^2, \qquad \tau_{xz} = 2Hn_1n_3. \end{aligned} \tag{1}$$

$$\nu = \sigma - \frac{2}{3}\left(An_1^2 + Bn_2^2 + Cn_3^2\right), \quad \sigma = \frac{1}{3}\left(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z\right), \tag{2}$$

$A, B, C, F, G, H - const,$

$$n_1^2 + n_2^2 + n_3^2 = 1, \tag{3}$$

где $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$ – компоненты напряжения.

На основе соотношений (1–3) в [2] рассмотрена задача о сжатии пространственного слоя жесткими шероховатыми плитами при условиях изменения касательных напряжений по толщине слоя

$$\tau_{xz} = az + c_1, \quad \tau_{yz} = bz + c_2, \quad a, b, c_1, c_2 - const. \tag{4}$$

Дополним полученное решение для напряжений [2] построением поля скоростей перемещений.

Аналогично [1], рассмотрим функционал

$$\begin{aligned} D = \sigma_{ij}\varepsilon_{ij} - (\varepsilon_x An_1^2 + \varepsilon_y Bn_2^2 + \varepsilon_z Cn_3^2 + 2\varepsilon_{xy} Fn_1n_2 + 2\varepsilon_{yz} Gn_2n_3 + 2\varepsilon_{xz} Hn_1n_3) - \\ -\nu(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + \lambda(n_1^2 + n_2^2 + n_3^2), \end{aligned} \tag{5}$$

где $\lambda,\ \nu$ – неопределенные множители Лагранжа.

Из условий экстремума функционала

$$\frac{\partial D}{\partial \varepsilon_{ij}} = 0, \tag{6}$$

из (5), (6) получим выражения (1).

Из условий экстремума функционала

$$\frac{\partial D}{\partial n_i} = 0, \tag{7}$$

из (5), (7) найдем

$$\begin{aligned} \varepsilon_x An_1 + \varepsilon_{xy} Fn_2 + \varepsilon_{xz} Hn_3 &= \lambda n_1, \\ \varepsilon_{xy} Fn_1 + \varepsilon_y Bn_2 + \varepsilon_{yz} Gn_3 &= \lambda n_2, \\ \varepsilon_{xz} Hn_1 + \varepsilon_{yz} Gn_2 + \varepsilon_z Cn_3 &= \lambda n_3. \end{aligned} \tag{8}$$

Имеет место условие несжимаемости

$$\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = 0. \tag{9}$$

Условия (8), (9) являются искомыми соотношениями ассоциированного закона течения, соответствующие условиям предельного состояния (1).

Формулы Коши имеют вид

$$\varepsilon_x=\frac{\partial n}{\partial x},\varepsilon_y=\frac{\partial v}{\partial y},\varepsilon_z=\frac{\partial w}{\partial z},$$
$$\varepsilon_{xy}=\frac{1}{2}\left(\frac{\partial n}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}\right),\varepsilon_{yz}=\frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial z}+\frac{\partial w}{\partial y}\right),\varepsilon_{xz}=\frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial x}+\frac{\partial n}{\partial z}\right), \tag{10}$$

где u, v, w – компоненты скорости перемещения.

Следуя [3], положим

$$\begin{aligned} u&=m_1x+p_1y+\varphi_1(z),\\ v&=m_2x+p_2y+\varphi_2(z),\\ w&=m_3x+p_3y+q(z), \end{aligned} \tag{11}$$

где m_i, p_i, $q-const$.

Согласно (9), (10), (11), получим

$$\varepsilon_x=m_1,\ \varepsilon_y=p_2,\ \varepsilon_z=q,\ \ m_1+p_2+q=0,$$
$$\varepsilon_{xy}=\frac{1}{2}(m_2+p_1),\ \varepsilon_{yz}=\frac{1}{2}\left(\frac{d\varphi_2}{dz}+p_3\right),\ \varepsilon_{xz}=\frac{1}{2}\left(\frac{d\varphi_1}{dz}+m_3\right). \tag{12}$$

Из (8), (12) найдем

$$\begin{aligned} &m_1An_1+\frac{1}{2}(m_2+p_1)Fn_2+\frac{1}{2}\left(\frac{d\varphi_1}{dz}+m_3\right)Hn_3=\lambda n_1,\\ &\frac{1}{2}(m_2+p_1)Fn_1+p_2Bn_2+\frac{1}{2}\left(\frac{d\varphi_2}{dz}+p_3\right)Gn_3=\lambda n_2,\\ &\frac{1}{2}\left(\frac{d\varphi_1}{dz}+m_3\right)Hn_1+\frac{1}{2}\left(\frac{d\varphi_2}{dz}+p_3\right)Gn_2+qCn_3=\lambda n_3. \end{aligned} \tag{13}$$

Исключая величину λ, запишем уравнения (13) в виде

$$\begin{aligned} &\frac{d\varphi_1}{dz}H(n_3^2-n_1^2)-\frac{d\varphi_2}{dz}Gn_1n_2=T_1,\\ &\frac{d\varphi_1}{dz}Hn_1n_2-\frac{d\varphi_2}{dz}G(n_3^2-n_2^2)=T_2, \end{aligned} \tag{14}$$

где

$$\begin{aligned} T_1&=2(Cq-m_1A)n_1n_3-(m_2+p_1)Fn_2n_3+m_3H(n_3^2-n_1^2)+p_3Gn_1n_2,\\ T_2&=2(Bp_2-Cq)n_2n_3+(m_2+p_1)Fn_1n_3+p_3G(n_3^2-n_2^2)-m_3Hn_1n_2. \end{aligned} \tag{15}$$

Из (14) найдем

$$\frac{d\varphi_1}{dz}=\frac{\Delta_1}{\Delta},\ \ \frac{d\varphi_2}{dz}=\frac{\Delta_2}{\Delta}, \tag{16}$$

где

$$\begin{aligned} &\Delta=HGn_3^3(2n_3^2-1),\\ &\Delta_1=G\left[T_2n_1n_2-T_1(n_3^2-n_2^2)\right],\ \Delta_2=H\left[T_1n_1n_2-T_2(n_3^2-n_1^2)\right]. \end{aligned} \tag{17}$$

Из (1) следует

$$n_1^2 = \frac{G}{2FH}\frac{\tau_{xy}\tau_{xz}}{\tau_{yz}},\ n_2^2 = \frac{H}{2FG}\frac{\tau_{xy}\tau_{yz}}{\tau_{xz}},\ n_3^2 = \frac{F}{2GH}\frac{\tau_{xz}\tau_{yz}}{\tau_{xy}}. \quad (18)$$

Из (3), (18) получим

$$\tau_{xy}^2\left(G^2\tau_{xz}^2 + H^2\tau_{yz}^2\right) - 2\tau_{xy}\left(FGH\tau_{xz}\tau_{yz}\right) + F^2(\tau_{xz}\tau_{yz})^2 = 0. \quad (19)$$

Из (19) найдем

$$\tau_{xy} = \frac{F\tau_{xz}\tau_{yz}\left[GH \pm \sqrt{G^2H^2 - \left(G^2\tau_{xz}^2 + H^2\tau_{yz}^2\right)}\right]}{G^2\tau_{xz}^2 + H^2\tau_{yz}^2}. \quad (20)$$

Используя соотношения (4), (18), (20) получим выражение величин n_1, n_2, n_3 как функций переменной z. Интегрируя выражения (16), получим значения функций $\varphi_1(z), \varphi_2(z)$, тем самым компоненты скорости перемещения и деформации (10), (11), (12) полностью определены.

Литература

1. Ивлев, Д.Д. О соотношениях ассоциированного закона течения сжимаемых идеальнопластических сред. Теория предельного состояния и идеальной пластичности / Д.Д. Ивлев. – Воронеж: Воронежский государственный университет, 2005. – 357 с.

2. Максимова, Л.А. О сжатии плиты из идеально-пластического анизотропного материала / Л. А. Максимова // Проблемы механики. Сб. статей к 90-летию со дня рождения А.Ю. Ишлинского. – М.: Физматлит, 2003. – С. 520-523.

3. Максимова, Л.А. О статически неопределимом состоянии идеальнопластического слоя, сжатого жесткими шероховатыми поверхностями / Л. А. Максимова // Проблемы механики: Сб. статей к 90-летию со дня рождения А. Ю. Ишлинского. – М. : Физматлит, 2003. – С. 524-530.

Ключевые слова: напряжения, усилия, деформации, скорости перемещения, пластичность, предельное состояние, слой, жесткие плиты.

Keywords: tension force, deformation, movement speed, ductility, limiting state layer, rigid plates.

Максимова Людмила Анатольевна -- профессор кафедры строительных конструкций Чувашского государственного университета им. И.Н. Ульянова

Maksimova Lyudmila -- professor of the department of building structures of the Chuvash State University. IN Ulyanov

Для цитирования:

Максимова Л.А. К вопросу о сжатии анизотропного слоя / Л.А. Максимова // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 147 – 150.

Citation:

Maksimova L.A. On the problem of compression anisotropic laye / L.A. Maksimova // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 147 - 150.

УДК 624.024, 624.042

СРАВНЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РОССИЙСКИМ И ЗАРУБЕЖНЫМ НОРМАМ

А.Ш. Муджадиди, Б.С. Соколов
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация
В статье приведены результаты расчетов на прочность по нормальным и наклонным сечениям по российским и зарубежным нормам, их сравнение, показаны расчетные схемы, основные данные для анализа.

COMPARISON OF RESULTS OF CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE FLEXURAL MEMBERS OF RUSSIAN AND FOREIGN STANDARDS

Abstract
In this study presented the result of calculation for normal and shear analysis for Russian and international building design codes, their comparison, design schemes and initial data for analysis.

В статье приведены результаты расчетов на прочность по нормальным и наклонным сечениям по российским [1] и зарубежным нормам [2-3] и их сравнение.

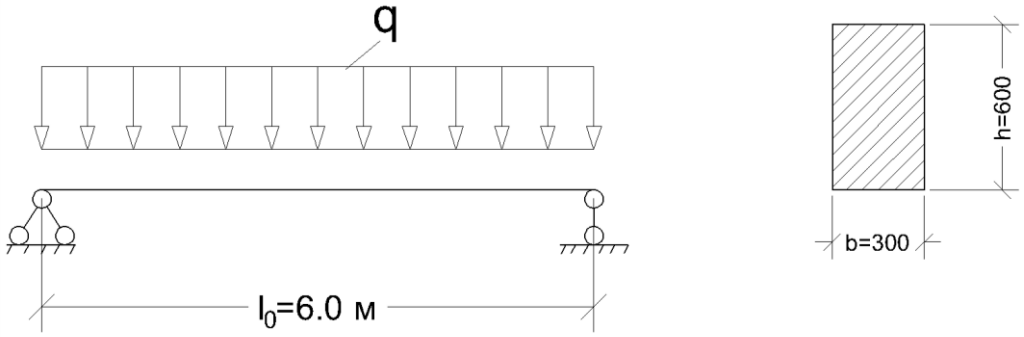


Рис.1. Схема для расчетов

Нагрузки и воздействия в нормах делятся на постоянные, временные и особые. В нормах России временные нагрузки дополнительно делятся на кратковременные и длительные.

Нормативные значения постоянных нагрузок определяются по проектным значениям геометрических и конструктивных параметров и средним значениям плотности. Нормативные временные нагрузки (эксплуатационные, технологические, монтажные, климатические и т.д.) устанавливаются по наибольшим значениям, предусмотренным для нормальной эксплуатации сооружения.

В табл. 1 приведены значения коэффициентов надежности по нагрузкам, из которых видно, что коэффициент надежности отличается и наименьшее значение принимается по [1].

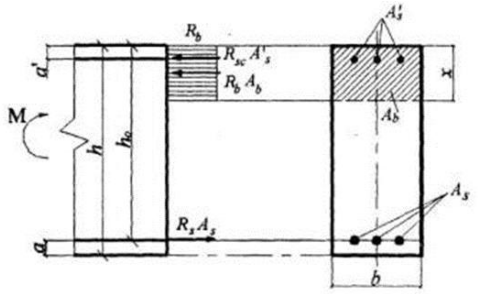
Коэффициент надежности по нагрузкам Таблица 1

Нормы	Постоянная нагрузка	Временная нагрузка
СП 63...	1.1	1.2
АСИ 318-11	1.2	1.6
Еврокод 2	1.35	1.5

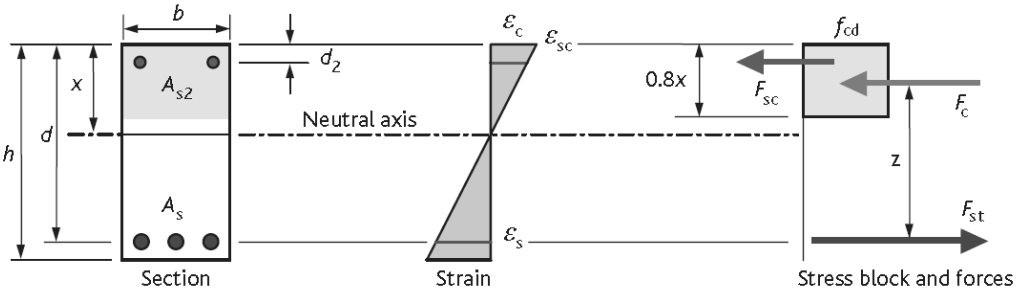
При расчете конструкций на прочность по нормальным сечениям используются следующие гипотезы (рис.2):

- бетон растянутой зоны не учитывается, все усилия в этой зоне воспринимаются арматурой;
- отсутствует скольжение арматуры относительно бетона, благодаря чему оба материала деформируются совместно;
- во всех нормах используется гипотеза плоских сечений (гипотеза Бернулли). Согласно ей распределение деформаций в сечении элемента принимается по линейному закону, что является основой для определения напряжений в бетоне и арматуре;
- криволинейная эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны заменяется на эквивалентную прямоугольную.

а)



б)



в)

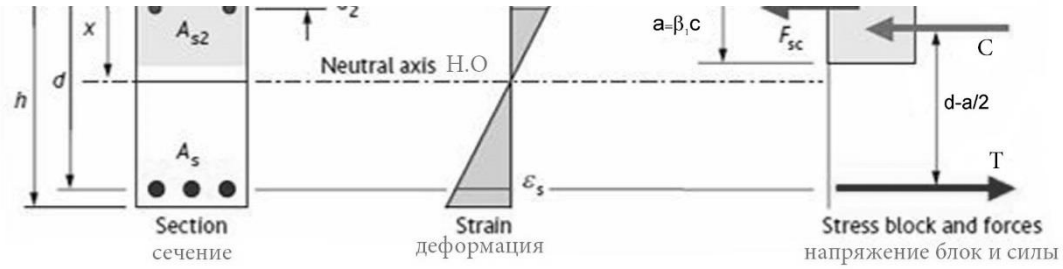


Рис.2. Схема усилий и эпюры напряжений в поперечном сечении изгибаемого железобетонного элемента по нормам [1,2,3] соответственно а,б,в

Результаты расчетов приведены в таблице 2, из которой видно, что площадь продольной арматуры по Российским нормам [1] – наименьшая, а в нормах [2,3] – близки.

Сравнение результатов расчетов на прочности по нормальным сечения

Таблица 2

Характеристика ка	Значение по нормам		
	СП.63	АСИ 318-11	Евро код 2
Нормативные нагрузки gn + vn, кН/м	50.6	50.6	50.6
Расчетные нагрузки γgn + γvn, кН/м	58.06	70.32	71.92
Изгибающий момент от расчетных нагрузок М, кН м	261.7	316.44	323.65
Требуемая площадь сжатой арматуры As, мм2	0	206	219.9
Требуемая площадь растянутой арматуры As, мм2	1539	1883.8	1805
Требуемая суммарная площадь арматуры As +As', мм2	⇩ 1539	⇧ 2089.8	⇧ 2024.9
Соотношение требуемой арматуры, %	100	135	131

Результаты расчетов на прочность по наклонным сечениям, выполненные по схемам (рис.3), представлены в таблице 3.

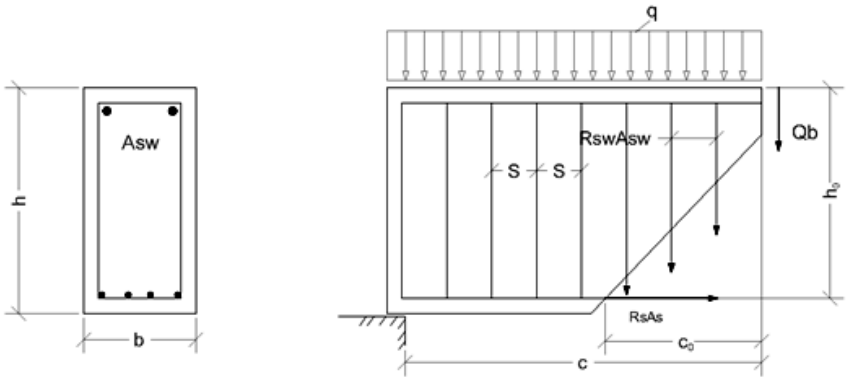
Сравнение результатов расчета по наклонным сечениям

Таблица 3

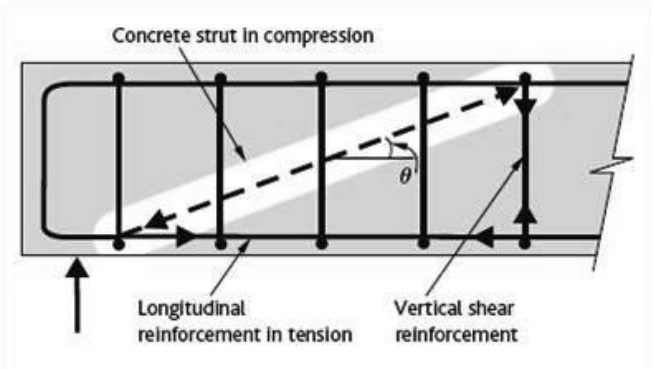
Характеристика	Значение по нормам		
	СП 63…	Евро код	АСИ 318-11
Максимальная поперечна сила КН от расчетных нагрузок	⇩ 174.18	⇧ 215.76	⇧ 210.94
поперечная сила в расчетном наклонном сечении балки КН	105.8	215.76	172.28
Усилие в сечении с наклонной трещиной. кН. Воспринимаемое:			
сжатым бетоном над трещиной	84.3	75.9	106.5
поперечной арматурой	105.88	139.86	79.76
требуемый теоретический шаг поперечных хомутов мм	200	104	159

Из табл. 3 видно, что несущая способность по наклонным сечениям отличается. Максимальная поперечная сила от расчетных нагрузок по российским нормам [1] наименьшая, а в нормах [2,3] практически одинаковая. Теоретически шаг поперечных хомутов почти одинаков при расчете по нормам [2,3] и самый большой - по [1].

а)



б)



в)

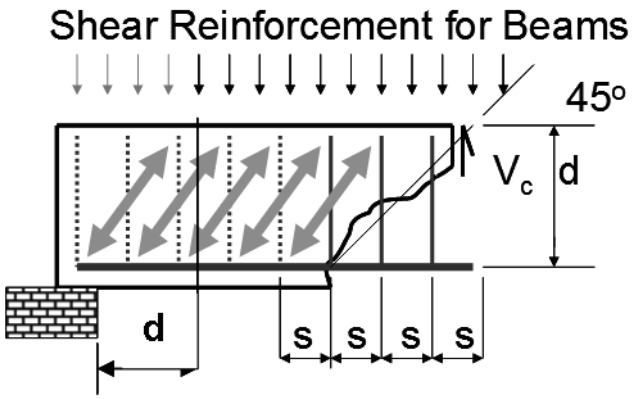


Рис.3 Схема для расчета по наклонным сечениям по нормам [1,2,3], соответственно а,б,в

Литература

1. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. (Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003) .

2. Euro code 2.2011 (The concrete center, Design of concrete structures)

3. ACI 318-11. 2011 (Building Code Requirements for Structural Concrete, American concrete institute).

Ключевые слова: Железобетонные конструкции изгибаемые элементы, нормы и правила, результаты расчетов, сравнения.

Keywords: Reinforced concrete flexural elements, Building design codes, calculations results, comparisons.

Муджадиди А.Ш., магистр 1-го года обучения, КазГАСУ
Соколов Б.С., д.т.н., проф., чл.-корр. РААСН, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций

Mudzhadidi AS, Master 1st year of training, KSUAE
Sokolov, BS, prof., Corr. RAASN, Head of reinforced concrete and masonry structures

Для цитирования:
Муджадиди А.Ш. Сравнение результатов расчетов железобетонных изгибаемых элементов по российским и зарубежным нормам / А.Ш. Муджадиди, Б.С. Соколов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 151 – 155.

Citation:
Mudzhadidi A.S. Comparison of the results of calculations of reinforced concrete flexural members by Russian and foreign standards / A.S. Mudzhadidi, B.S. Sokolov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.151 - 155.

УДК 624.012.3, 624.012.4

РАСЧЕТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ КОНТАКТНЫХ СТЫКОВ КОЛОНН ПРИ СЖАТИИ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН.

Г.П. Никитин, В.Д. Симаков
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация

В статье приводятся результаты теоретических исследований трещиностойкости горизонтальных стыков железобетонных колонн, усиленных сетками косвенного армирования, при действии продольных сил, приложенных со случайным эксцентриситетом.

В настоящее время отсутствует нормативный подход для расчета стыков по образованию и раскрытию трещин, однако нормами же предписывается выполнять расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп.

Проведены теоретические исследования и получены расчетные выражения для второй группы предельных состояний горизонтальных стыков железобетонных колонн. Теоретические исследования основываются на теориях разрушения бетона в сжимающем силовом потоке [1,4] и нелинейной деформационной модели [2,3].

CALCULATION OF THE COLUMNS IN THE HORIZONTAL CONTACT JOINTS UNDER COMPRESSION BY THE APPEARANCE AND DISCLOSURE OF CRACKS.

Abstract

The article presents the results of theoretical studies of horizontal joints crack resistance of concrete columns reinforced with mesh reinforcement indirectly, by the action of the longitudinal forces applied to the random eccentricity.

There is currently no regulatory approach for the calculation of the joints on the training and education of cracks, but are also prescribed to perform the calculation of reinforced concrete structures to limit state of the first and second groups.

Theoretical research and calculation expressions obtained for the second group of limiting states of horizontal joints of reinforced concrete columns. Theoretical studies based on the theories of fracture of concrete in compressive force flow [1,4] and non-linear deformation model [2,3].

При обследовании технического состояния несущих систем зданий и сооружений иногда фиксируется наличие вертикальных трещин в оголовках колонн, колонна при этом в течении длительного времени находится под нагрузкой без разрушения. Горизонтальные стыки относятся к элементам, ответственным за обеспечение конструкционной безопасности здания в целом, однако в нормативных документах [5] отсутствуют рекомендации по оценке эксплуатационной пригодности таких конструкций, поэтому разработка методики их расчета является актуальной задачей. Расчет горизонтальных стыков по эксплуатационной пригодности (по предельным состояниям второй группы) становится возможным с применением теории разрушения бетона, как анизотропного материала, в сжимающем силовом потоке [1] и нелинейной деформационной модели [2,3]. В этом заключается научная новизна работы.

Согласно теории силового сопротивлению анизотропных материалов при сжатии [1] разрушение горизонтальных стыков происходит от преодоления сопротивлений бетона отрыву, сдвигу и раздавливанию. Модель разрушения бетона приведена на рисунке 1.

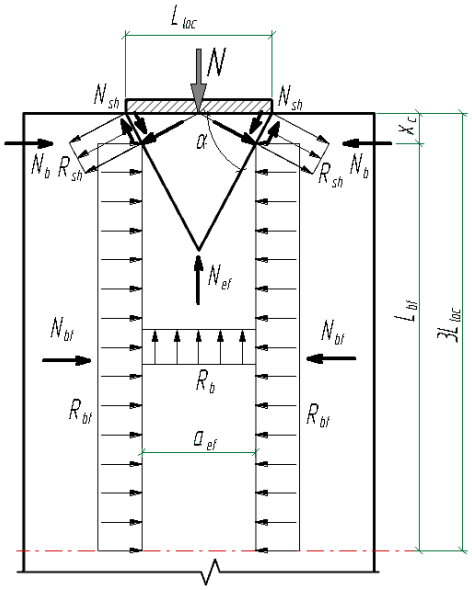


Рисунок 1. Модель разрушения бетона в сжимающем силовом потоке. N - сжимающее усилие; R_{bt}, R_b, R_{sh}, N_{bt}, N_b, N_{sh} - физические и статические характеристики бетона в зонах отрыва, раздавливания и сдвига в предельном состоянии; L_{loc}, x_c, L_{bt}, $3L_{loc}$, a_{ef}, α - геометрические характеристики модели.

Согласно представленной на рис. 1 модели, можно предположить, что вертикальные трещины возможны только в зонах отрыва бетона. В соответствии с нелинейной деформационной моделью [2,3], образование вертикальных трещин и разрушения элемента возможно после достижения предельных деформаций растяжения в бетоне ε_{bt0}. Диаграмма состояния бетона при сжатии и растяжении приведена на рис. 2.

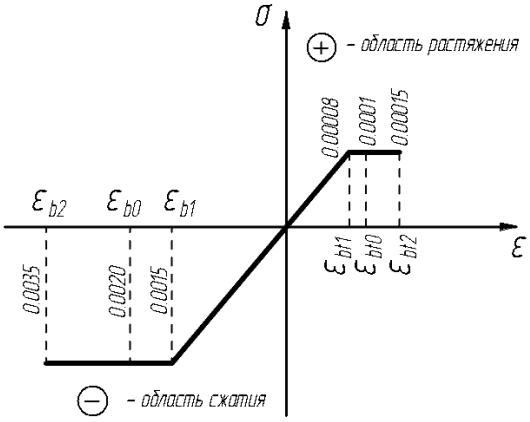


Рисунок 2. Диаграмма состояния бетона при сжатии и растяжении. ε_{b1}, ε_{b0}, ε_{b2}, ε_{bt1}, ε_{bt0}, ε_{bt2}, - относительные деформации соответственно при сжатии и растяжении; σ - напряжение.

Если в зоне отрыва установить горизонтальную арматуру (сетки косвенного армирования), то до образования вертикальных трещин она будет работать совместно с бетоном и частично воспринимать растягивающие напряжения. После образования вертикальных трещин в зоне отрыва все растягивающие напряжения будут восприниматься поперечной арматурой. Диаграмма состояния бетона и стальной арматуры при сжатии и растяжении, а так же модель напряженно-деформированного состояния, при наличие косвенной арматуры, приведены на рисунке 3.

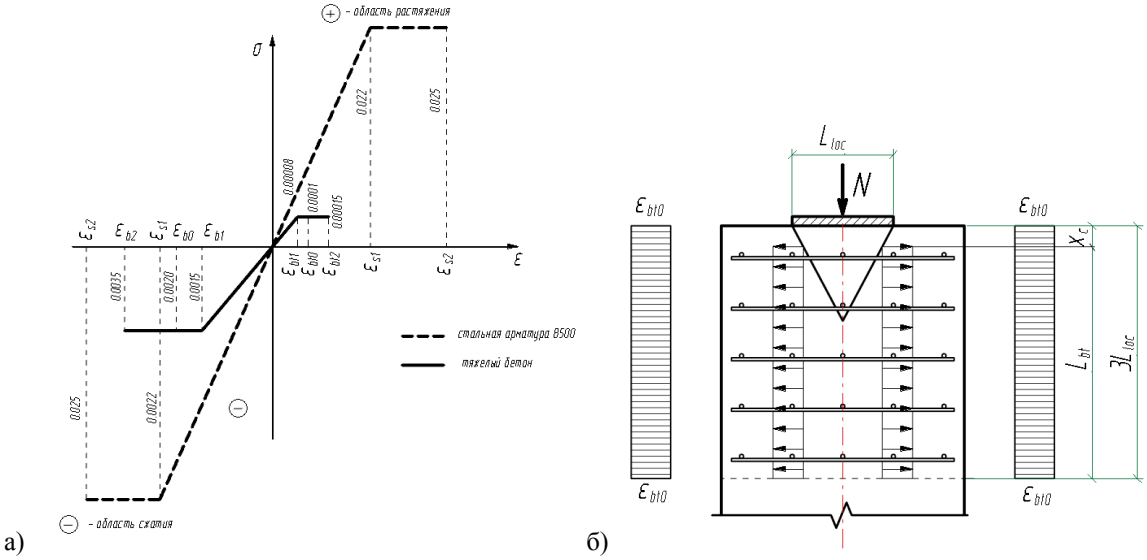


Рисунок 3. Расчетная оголовка колонны по эксплуатационной пригодности.
а - диаграмма состояния бетона и стали при сжатии и растяжении. ε_{b1}, ε_{b0}, ε_{b2}, ε_{bt1}, ε_{bt0}, ε_{bt2}, ε_{s1}, ε_{s2} - относительные деформации бетона и стали соответственно при сжатии и растяжении; σ - напряжение.
б - расчетная модель для расчета оголовка колонны по образованию и раскрытию трещин.

Оценка прочности горизонтальных стыков с косвенной арматурой, приведена в работах профессора Соколова Б.С. [1;4], расчетное выражение имеет вид:

$$N_{ult} = \frac{(N_{bt} + N_{sw}) \cdot \cos\alpha + 2N_{sh}}{\sin\alpha} + N_{ef}, \qquad (1)$$

где N_{bt}, N_{sh}, N_{ef} -усилия сопротивления разрушению бетона отрыву, сдвигу и раздавливанию;

N_{sw}-усилие сопротивления разрушению поперечной арматуры растяжению;

α - угол наклона клина, образующегося под площадкой приложения силы.

Вышеприведенные значения могут быть определены по работам [1, 4].

Оценка трещиностойкости может быть дана путем введения в расчетное выражение (3) - в зоны отрыва, значений деформаций, выраженных через напряжения по закону Гука. До появления первых вертикальных трещин, поперечные деформации растянутого бетона ε_{bt0} и косвенной арматуры εs в стыке происходят совместно.

$$\varepsilon_{bt0} = \varepsilon_s \qquad (2)$$

Следовательно, перед образованием трещин напряжения в косвенной арматуре определяются из условия совместности деформаций бетона и арматуры по следующему выражению:

$$\sigma_{sw.b,pl} = R_{bt}\frac{E_s}{E_b} = \varepsilon_{bt0} \cdot E_s\,, \qquad (3)$$

где $\sigma_{sw.b,pl}$ - предельное напряжение в косвенной арматуре до момента образования трещин;

$\varepsilon_{bt0}, \varepsilon_{sw}$ - относительные деформации бетона и косвенной арматуры при растяжении в зоне отрыва;

$E_{b,} E_s$- модуль упругости бетона и стали.

Исходя из выражения (1), учитывая совместность деформаций бетона и арматуры (3), усилие образования трещин можно записать в виде:

$$N_{crc} = \frac{(N_{bt} + N_{sw.b,pl}) \cdot \cos\alpha + 2N_{sh}}{\sin\alpha} + N_{ef}; \qquad (4)$$

$$N_{sw.b,pl} = \sigma_{sw.b,pl} \cdot A_{sw}, \qquad (5)$$

где N_{crc} - предельное усилие при образовании трещин;

$N_{sw.b,pl}$- усилие в косвенной арматуре при образовании трещин;

A_{sw}- площадь поперечного сечения косвенной арматуры в зоне отрыва (см. рисунок 3).

С увеличением сжимающей нагрузки, после образование трещин в зоне отрыва (когда деформации превысят нормативное значение ε_{bt0}) бетон из работы исключается, и все растягивающие напряжения воспринимаются поперечной арматурой сеток косвенного армирования, при этом сдвигающие и сжимающие напряжения, воспринимаются бетоном, т.е в предельном состоянии остаются без изменения. После образования трещин, напряжения в поперечной арматуре могут достигать предельных значений R_{sw}. Расчетное выражение для определения напряжений будет иметь следующий вид:

$$\sigma_{sw.b,pl}+\Delta\sigma_{sw} \le R_{sw}, \qquad (6)$$

где $\Delta\sigma_{sw}$ - приращение напряжений в поперечной арматуре, после образования трещин;

Напряжения в поперечной арматуре может не достигать предельных значений R_{sw} и в этом случае иметь величину σ_{sw} при предельно допустимой нормами ширине раскрытия трещины, тогда условие (6) будет иметь вид:

$$\sigma_{sw.b,pl}+\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw} \qquad (7)$$

Используя закон Гука, в общем случае можно определить ширину раскрытия трещины от приращения напряжений в поперечной арматуре $\Delta\sigma_{sw}$ по формуле:

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_1 \cdot \varphi_1 \cdot \psi_s \cdot \frac{(\sigma_{sw} - \sigma_{sw.b,pl})}{E_s} \cdot l_{crc} \le a_{crc,ult}, \qquad (8)$$

где $l_{crc} = a_{ef}$ - расстояние между вертикальными трещинами в зоне передачи нагрузки сжатого элемента (см.рисунок 1);

$a_{crc}, a_{crc,ult}$ - соответственно ширина раскрытия трещины и её предельное нормативное значение

ψ_s - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами;

φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль арматуры;

φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения.

Коэффициенты $\varphi_1, \varphi_1, \varphi_1, \psi_s$ принимаются по СП63.13330.2012 [5].

σ_{sw} - напряжения в поперечной арматуре после образования трещины определяется из выражения (1).

$$\sigma_{sw} = \frac{(N - N_{ef}) \cdot \sin\alpha - 2N_{sh}}{A_{sw} \cdot \cos\alpha}, \qquad (9)$$

где N - местная сжимающая сила от внешней нагрузки.

Выводы:

1. Впервые разработаны расчетные выражения, позволяющие рассчитывать по II-й группе предельных состояний (по образованию и раскрытию трещин) горизонтальные стыки железобетонных колонн, усиленных сетками косвенного армирования.

2. Применение расчетных выражений позволит оценить при обследовании остаточную несущую способность оголовков колонн, в которых наблюдаются вертикальные трещины.

3. Расчет по образованию трещин необходимо выполнять в конструкциях, где их появление недопустимо (бассейны, резервуары, подземные водохранилища и др.)

Литература

1. Соколов Б.С. Теоретические основы сопротивления бетона при сжатии// Известия вузов. 1993. № 9. С. 39-43.

2. Залесов А.С. Краткие заметки о расчете железобетонных конструкций на действие изгибающих моментов и продольных сил// М.: ОАО"ЦПП".2008 - С.3-9.

3. Залесов А.С. Краткие заметки о расчете железобетонных конструкций методом конечных элементов // М.: ОАО"ЦПП".2008 - С. 8-10.

4. Соколов Б.С. Теория силового сопротивления анизатропных материалов сжатию и ее практическое применение// М.: АСВ. 2011. - С.16-26, 125-127.

5. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003// Минрегион России, 2011, - С.21-35, 64-66, 78-86.

Ключевые слова: колонна, горизонтальные стыки, теория разрушения бетона в сжимающем силовом потоке, нелинейная деформационная модель, образование трещин, раскрытие трещин.

Keywords: horizontal joints, the theory of fracture of concrete in compressive force flow, nonlinear deformation model, the formation of cracks, crack opening.

Никитин Г.П. - к.т.н., доцент. E-mail: ogk218@mail.ru
Симаков В. Д.- аспирант, E-mail: VasiliiSimakov86@mail.ru
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д.1

Nikitin G.P. – scientific adviser, candidate of technical sciences, associate professor
E-mail: ogk218@mail.ru
Simakov V.D. – the postgraduate student. E-mail: VasiliiSimakov86@mail.ru
Kazan State University of Architecture and Engineering
The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya, st. 1

Для цитирования:
Никитин Г.П. Расчет горизонтальных контактных стыков колонн при сжатии по образованию и раскрытию трещин / Г.П. Никитин, В.Д. Симаков // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 155 – 160.

Citation:
Nikitin G.P. Calculation of the columns in the horizontal contact joints under compression by the appearance and disclosure of cracks / G.P. Nikitin, V.D. Simakov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.155 - 160.

УДК 624.012.35

ПРОЧНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ОСНОВЕ ПРИМЕНЕНИЯ ТРАНСФОРМИРОВАННЫХ ДИАГРАММ СЖАТИЯ БЕТОНА

А.И. Никулин, Д.В. Обернихин, Ю.А. Никулина
Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, г. Белгород, Россия

Аннотация

Предложен модифицированный вариант деформационной модели силового сопротивления железобетона для оценки прочности изгибаемых элементов. Представлен новый подход к трансформированию диаграмм сжатия бетона. При этом ниспадающая ветвь диаграммы не учитывается. Для описания любых диаграмм растяжения арматурной стали предложена универсальная зависимость. Построены разрешающие уравнения для стадии исчерпания прочности изгибаемых железобетонных элементов по нормальному сечению. С помощью составленного алгоритма и соответствующей программы расчёта выполнен численный эксперимент, некоторые результаты которого представлены в статье.

STRENGTH OF THE BENDING CONCRETE ELEMENTS BASED ON THE USING THE COMPRESSED CONCRETE TRANSFORMED DIAGRAMS

Abstract

A modified version of the deformable model of the power of resistance of reinforced concrete for a determination of bent elements strength is offered. A new approach to transforming diagrams of the compression concrete is delivered. In this case, the falling branch of the diagram is not included. The universal dependence is proposed to describe of the any diagrams of reinforcing steel stretch. Resolving equations for the stage of exhaustion of flexural concrete elements strength according to the normal section are constructed. Numerical experiment, some results of which are presented in the article, is made with the compiled algorithm and corresponding calculation program.

Проведенные в последние годы исследования железобетонных конструкций позволили включить в новые нормы (СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения») деформационную расчетную модель нормальных сечений, которая хорошо отражает фактический характер работы железобетона на всех этапах вплоть до его разрушения. Это позволяет с единых позиций выполнять расчеты железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и по деформациям. Важнейшим элементом любой деформационной модели для определения прочности по нормальному сечению является диаграмма центрального сжатия бетона в виде криволинейной зависимости $\sigma \sim \varepsilon$ с ниспадающей ветвью [1, 2, 3] или без неё [4]. Как отмечается в работе Г.В. Василькова [5] диаграмму первого типа необходимо исключить из научной и проектной практики, так как учет ниспадающей ветви приводит к парадоксальному выводу о том, что на заключительном этапе нагружения бетона деформацию сжатия вызывает растягивающее напряжение. В связи с этим нельзя не согласиться с мнением автора работы [5]: «Такого абсурдного механического эффекта для реальных материалов окружающей нас природы получить невозможно».

Следовательно, диаграмма центрального (однородного) сжатия бетона должна иметь только восходящий участок, который характеризуется следующими

параметрами: начальным модулем упругости бетона E_{bn}, его предельным сопротивлением сжатию R_b и соответствующей относительной деформацией ε_{bR} (рис. 1, кривая 1).

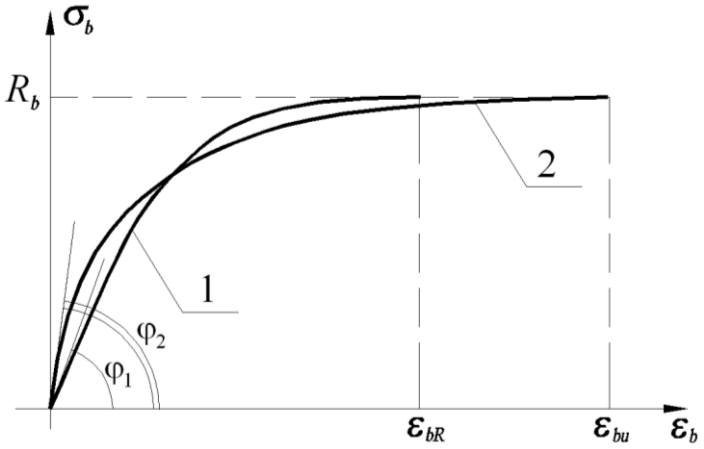


Рис. 1. Диаграммы деформирования бетона при центральном и неоднородном сжатии (кривые 1 и 2): $\varphi_1 = \mathrm{arctg}(E_{b1})$; $\varphi_2 = \mathrm{arctg}(E_{b2})$

При этом исследования изгибаемых железобетонных конструкций [1, 2] показывают, что бетон в них работает в условиях неравномерного распределения деформаций и напряжений по сечению, т.е. при неоднородном деформировании. Чтобы установить вид эпюры напряжений в сжатой зоне бетона изгибаемого железобетонного элемента, применяют различные приемы трансформирования исходных диаграмм, полученных при центральном сжатии эталонных образцов. Наиболее общим, представляется подход, основанный на использовании энергетического подхода к решению задач рассматриваемого типа [4].

При построении деформационной расчетной модели для определения несущей способности сечений изгибаемых железобетонных элементов используем уравнения равновесия, условия совместности деформаций с учетом гипотезы плоских сечений и нелинейные диаграммы деформирования бетона и арматуры.

Вначале рассмотрим используемую в расчетной модели эталонную диаграмму сжатия бетона, для аналитического описания которой используем дробно-рациональную функцию вида [4]:

$$\sigma_b = \frac{E_{b1}\varepsilon_b(1+D_{b1}\varepsilon_b)}{1+C_{b1}\varepsilon_b}, \qquad (1)$$

где E_{b1}, D_{b1}, C_{b1} – начальный модуль упругости и параметры нелинейности деформирования бетона, получаемые экспериментально-теоретическим путем; σ_b, ε_b – текущие значения напряжений и деформаций сжатия.

Для нахождения указанных параметров диаграммы центрального сжатия бетона используются как экспериментальные данные, так и общепринятые теоретические предпосылки.

На основании обобщения данных, представленных в работах [1, 3, 6], для определения величины ε_{bR} применительно к тяжелому бетону классов от В10 до В100 можно рекомендовать следующую эмпирическую зависимость:

$$\varepsilon_{bR} = 0{,}0225\sqrt[3]{R_b/E_{bn}}\,. \qquad (2)$$

Что касается других перечисленных выше параметров, то нормативная база их значений для широкого диапазона используемых в настоящее время бетонов достаточно хорошо разработана и постоянно пополняется.

Входящий в зависимость (1) начальный модуль упругости E_{b1} отличается от нормативного модуля E_{bn}, который по существу является секущим модулем деформаций бетона при сжатии. Так, для нахождения величины E_{b1} и параметров нелинейности D_{b1}, C_{b1} используются следующие зависимости:

$$E_{b1} = \frac{E_{bn}}{0{,}7}\left(1 - \frac{0{,}3R_b}{E_{bn}\varepsilon_{bR}}\left(2 - \frac{R_b}{E_{bn}\varepsilon_{bR}}\right)\right), \tag{3}$$

$$D_{b1} = -\frac{R_b}{E_{b1}\varepsilon_{bR}^2}, \tag{4}$$

$$C_{b1} = \frac{E_{b1}}{R_b} - \frac{2}{\varepsilon_{bR}}. \tag{5}$$

Диаграмму деформирования бетона при неоднородном сжатии (см. кривую 2 на рис. 1) получим путем трансформирования исходной (эталонной) диаграммы на основе использования энергетического критерия разрушения бетона [4]. Для аналитического описания искомой диаграммы принимается функция, аналогичная (1):

$$\sigma_b = \frac{E_{b2}\varepsilon_b(1 + D_{b2}\varepsilon_b)}{1 + C_{b2}\varepsilon_b}, \tag{6}$$

где E_{b2}, D_{b2}, C_{b2} – начальный модуль упругости и параметры нелинейности деформирования бетона при неоднородном сжатии.

Для определения неизвестных параметров диаграммы (E_{b2}, D_{b2}, C_{b2}) и соответствующей величины предельной относительной деформации (ε_{bu}) приняты следующие гипотезы и допущения [4]:

– предельное значение удельной энергии деформирования бетона при неоднородном сжатии равно удельной энергии, накапливаемой в каждом волокне центрально сжатого бетонного образца непосредственно перед его разрушением;

– для предельной стадии деформирования бетона при неоднородном сжатии (что соответствует сжатой зоне сечения элемента на этапе исчерпания его прочности по нормальному сечению) деформация волокна, проходящего через центр тяжести эпюры сжимающих напряжений, равна предельной деформации бетона при центральном сжатии ε_{bR};

– критерием исчерпания прочности нормального сечения изгибаемого железобетонного элемента является достижение фибровым волокном сжатой зоны этого элемента предельной величины относительной деформации ε_{bu} с одновременным исчерпанием сопротивления бетона сжатию R_b;

– зависимость, описывающая диаграмму неоднородного сжатия бетона, имеет экстремум в точке с координатами $\sigma_b = R_b$ и $\varepsilon_b = \varepsilon_{bu}$.

Именно эта диаграмма неоднородного сжатия бетона (6) в сочетании с гипотезой плоских сечений используется для определения необходимых характеристик сжатой зоны в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента.

Теперь рассмотрим принимаемые в расчётной модели диаграммы растяжения арматуры (рис. 2).

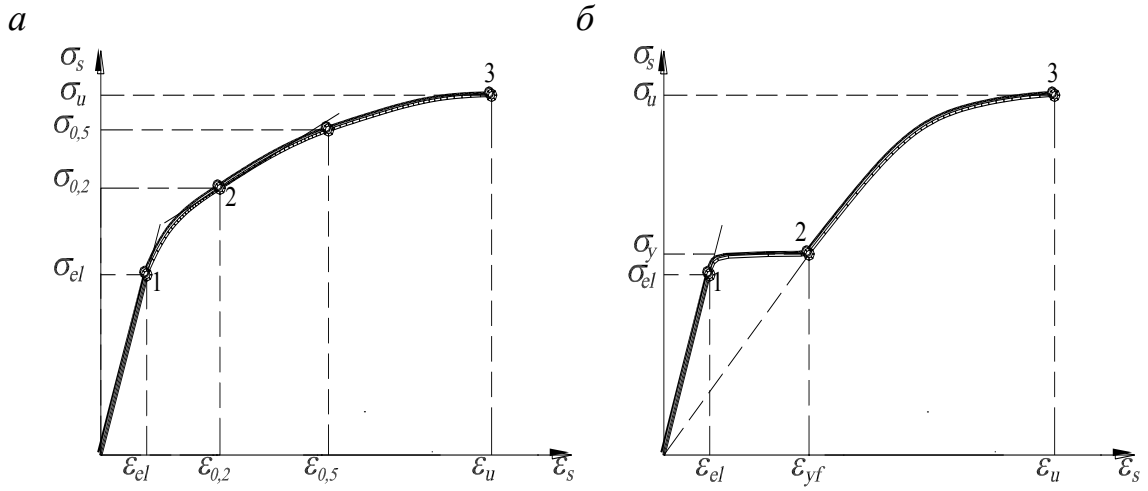


Рис. 2. Диаграммы растяжения арматурной стали: *а* – арматура без физической площадки текучести; *б* – то же, с физической площадкой текучести

Разобьем каждую из диаграмм (рис. 2, а, б) на три участка: первый из них линейный и два последующих нелинейные. Таким образом, для описания обеих диаграмм можно применить кусочную функцию универсального типа, состоящую из одного линейного и двух нелинейных уравнений вида (1).Так, кусочная функция для описания диаграммы растяжения арматурной стали с физической площадкой текучести (рис. 2, *б*) имеет следующий вид:

$$\text{при } 0 < \varepsilon_s \le \varepsilon_{el} \qquad \sigma_s = E_s \varepsilon_s, \tag{7}$$

$$\text{при } \varepsilon_{el} < \varepsilon_s \le \varepsilon_y \qquad \sigma_s = \sigma_{el} + \frac{E_s(\varepsilon_s - \varepsilon_{el})[1 + D_{s1}(\varepsilon_s - \varepsilon_{el})]}{1 + C_{s1}(\varepsilon_s - \varepsilon_{el})}, \tag{8}$$

$$\text{при } \varepsilon_y < \varepsilon_s \le \varepsilon_u \qquad \sigma_s = \sigma_y + \frac{E_{s2}(\varepsilon_s - \varepsilon_y)[1 + D_{s2}(\varepsilon_s - \varepsilon_y)]}{1 + C_{s2}(\varepsilon_s - \varepsilon_y)}, \tag{9}$$

где E_{sn} – начальный модуль упругости арматуры; σ_{el}, ε_{el} – предел упругости и соответствующая относительная деформация арматуры; σ_y – предел текучести арматуры; ε_y – относительная деформация в конце площадки текучести; σ_u, ε_u – временное сопротивление и предельная относительная деформация при разрыве арматуры; C_{s1}, D_{s1}, C_{s2}, D_{s2} – параметры нелинейности кусочной функции, описывающей, соответственно, второй и третий участки диаграммы; E_{s2} – модуль упругости арматуры в начальной точке третьего участка.

Для описания диаграммы растяжения арматурной стали без физической площадки текучести (рис. 2, *а*) используются зависимости, аналогичные (7)...(9) с учетом замены параметров σ_y и ε_y на $\sigma_{0,2}$ и $\varepsilon_{0,2}$.

Расчетная схема поперечного сечения изгибаемого железобетонного элемента для стадии исчерпания его прочности, соответствующая общепринятым для деформационной модели гипотезам и допущениям, представлена на рис. 3.

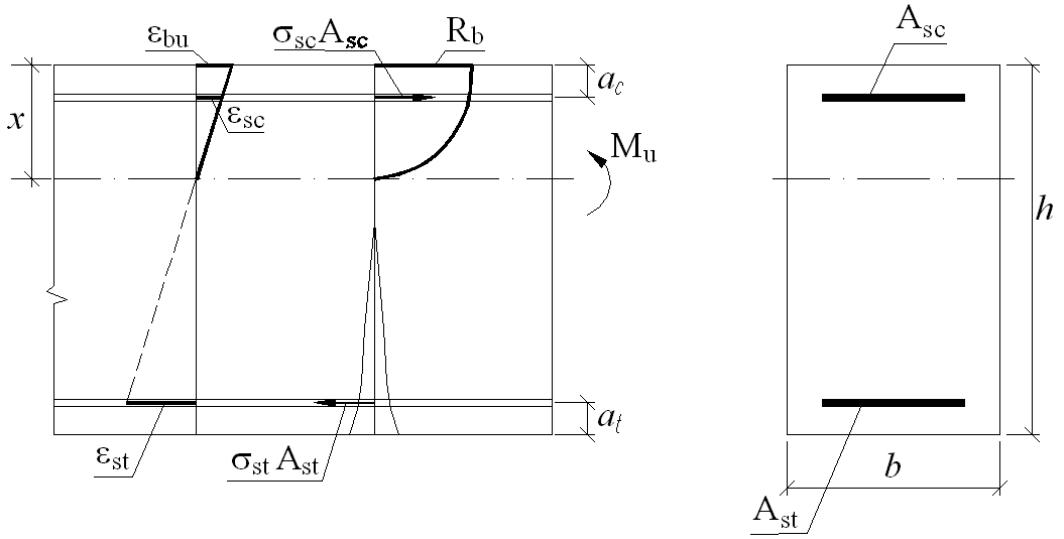


Рис. 3. Схема распределения деформаций, напряжений и усилий в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента на стадии исчерпания прочности

Ее аналитическое отображение приводит к следующим группам уравнений. Уравнения равновесия в традиционной форме их записи имеют вид:

$$b x \omega_c R_b + \sigma_{sc} A_{sc} - \sigma_{st} A_{st} = 0, \qquad (10)$$

$$M_u = b x^2 \omega_c \gamma_c R_b + \sigma_{sc} A_{sc} (x - a_c) + \sigma_{st} A_{st} (h - x - a_t), \qquad (11)$$

где M_u – искомый изгибающий момент, соответствующий исчерпанию прочности элемента по нормальному сечению; ω_c, γ_c – интегральные геометрические характеристики эпюры напряжений в сжатой зоне бетона; x – высота сжатой зоны бетона; σ_{sc}, σ_{st} – напряжения в сжатой и растянутой арматуре; A_{sc}, A_{st} – площади сжатой и растянутой арматуры; b, h – ширина и высота прямоугольного сечения железобетонного элемента: a_c, a_t – расстояния от верхней и нижней граней сечения до центров тяжести сжатой и растянутой арматуры.

Коэффициент полноты эпюры напряжений в сжатой зоне бетона (ω_c) и относительное расстояние от нейтральной оси до центра тяжести этой эпюры (γ_c) находятся с помощью следующих зависимостей, полученных применительно к прямоугольному поперечному сечению железобетонного элемента:

$$\omega_c = \frac{E_{b2}}{R_b C_{b2}} \left\{ \frac{D_{b2}\varepsilon_{bu}}{2} + \left(1 - \frac{D_{b2}}{C_{b2}}\right) \times \left[1 - \frac{\mathrm{Ln}(1 + C_{b2}\varepsilon_{bu})}{C_{b2}\varepsilon_{bu}}\right] \right\}, \qquad (12)$$

$$\gamma_c = \frac{\dfrac{D_{b2}\varepsilon_{bu}}{3} + \left(1 - \dfrac{D_{b2}}{C_{b2}}\right) \times \left[\dfrac{1}{2} - \dfrac{1}{C_{b2}\varepsilon_{bu}} \cdot \left(1 - \dfrac{\mathrm{Ln}(1 + C_{b2}\varepsilon_{bu})}{C_{b2}\varepsilon_{bu}}\right)\right]}{\dfrac{D_{b2}\varepsilon_{bu}}{2} + \left(1 - \dfrac{D_{b2}}{C_{b2}}\right) \times \left[1 - \dfrac{\mathrm{Ln}(1 + C_{b2}\varepsilon_{bu})}{C_{b2}\varepsilon_{bu}}\right]}. \qquad (13)$$

С учетом принятой гипотезы плоских сечений для рассматриваемого железобетонного элемента записываются следующие условия деформаций:

$$\frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{bu}} = 1 - \frac{a_c}{x}, \qquad (14)$$

$$\frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_{bu}} = \frac{h - a_t}{x} - 1, \qquad (15)$$

где ε_{sc}, ε_{st} – относительные деформации сжатой и растянутой арматуры.

Неизвестные напряжения в сжатой и растянутой арматуре σ_{sc}, σ_{st} находятся с помощью универсальной кусочной функции (7)…(9), принятой для описания диаграмм деформирования арматурных сталей.

В результате численного решения данной системы уравнений определяются искомые параметры, в том числе предельный изгибающий момент M_u. Для проведения качественной и количественной оценки результатов, получаемых в рамках предлагаемого варианта деформационной расчетной модели, были разработаны общий алгоритм и программа расчета "Balka_1" для ЭВМ.

В качестве исследуемого образца была принята железобетонная балка с размерами поперечного сечения $b \times h$ = 300×400 мм. В ходе численного эксперимента варьировали следующими исходными данными: классом бетона в диапазоне от В10 до В100, классом сжатой и растянутой арматуры и её процентным содержанием (в пределах от 0 до 4 %). В итоге общий объем рассчитываемых элементов составил 288. В расчетах использовались нормативные характеристики бетона и арматуры применительно к кратковременному нагружению железобетонного элемента равномерно распределенной нагрузкой.

Выполненные расчеты позволили выявить влияние отдельных факторов на прочность железобетонных балок по нормальным сечениям и установить при этом следующие закономерности:

– начальные модули упругости бетонов при неоднородном сжатии (E_{b2}) в 2,4…2,5 раза превышают аналогичные параметры (E_{b1}), которые определяются в процессе стандартных испытаний бетонных образцов;

– с увеличением прочности бетона его предельные относительные деформации при неоднородном сжатии (ε_{bu}) в 1,85…1,77 раза больше соответствующих величин ε_{bR}, получаемых при центральном нагружении;

– увеличение класса бетона при одном и том же армировании приводит к различной степени роста прочности при изгибе M_u. Так, при содержании растянутой арматуры 1 % в сечении балки повышение класса низкопрочного бетона на одну ступень обеспечивает рост величины M_u на 30 … 37 %, а высокопрочного – на 54…77 %;

– содержание продольной арматуры в сжатой зоне бетона оказывает незначительное влияние на величину прочности сечения изгибаемого элемента M_u. Для балок из низкопрочных бетонов при постоянном содержании растянутой арматуры 1 % величина M_u с учетом добавления 0,5 % сжатой арматуры увеличивается на 15 … 33 %, а для высокопрочных бетонов при аналогичном армировании происходит рост этого параметра на 6 … 15 %. При дальнейшем увеличении содержания сжатой арматуры (до 1 %) несущая способность сечения повышается несущественно – на 3 … 8 %;

– в случае применения высокопрочной арматуры (без предварительного напряжения) в растянутой зоне сечения изгибаемого элемента вместо обычной арматуры класса А400 величина M_u при одинаковом проценте армирования для низкопрочных бетонов повышается на 0,5 … 27 %, а для высокопрочных бетонов – на 62 … 94 %.

В заключение уместно отметить, что поскольку расчетная модель построена без привлечения эмпирических зависимостей, то можно говорить о возможности ее применения для определения прочности сечений изгибаемых железобетонных элементов при любых видах бетона и арматуры.

Литература

1. Карпенко Н.И., Радайкин О.В. К совершенствованию диаграмм деформирования бетона для определения момента трещинообразования и разрушающего момента в изгибаемых железобетонных элементах // Строительство и реконструкция. 2012. № 3. С. 10-16.

2. Меркулов С.И. Развитие теории конструктивной безопасности объектов в условиях коррозионных воздействий // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2014. № 3. С. 44-46.

3. Алмазов В.О. Проектирование железобетонных конструкций по Евронормам: научное издание.– М.: АСВ, 2011. 216 с.

4. Никулин А.И. Энергетический подход к трансформированию эталонных диаграмм сжатия бетона // Бетон и железобетон. 2013. № 5. С. 12-14.

5. Васильков Г.В. Эволюционная теория жизненного цикла самоорганизующихся механических систем // Строительная механика и расчет сооружений. 2008. № 1. С. 67-72

6. Никулин А.И. К уточнению величин предельных относительных деформаций бетона в сжатой зоне изгибаемых железобетонных элементов // Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 8. С. 12-15.

Ключевые слова: прочность сечения, деформационная модель, диаграмма сжатия бетона, трансформированная диаграмма, диаграмма растяжения арматуры, изгибаемый элемент, численный эксперимент.

Keywords: strength of the section, the deformable model, compression concrete diagram, the transformed diagram, the diagram of reinforcing steel stretch, flexural concrete elements, numerical experiment.

Никулин Александр Иванович – кандидат технических наук, доцент, БГТУ им. В.Г. Шухова, e-mail: kafedra.pgs@yandex.ru

Обернихин Дмитрий Вячеславович – аспирант, БГТУ им. В.Г. Шухова, e-mail: kafedra.pgs@yandex.ru

Никулина Юлия Александровна – студентка, БГТУ им. В.Г. Шухова, e-mail: kafedra.pgs@yandex.ru

Nikulin Aleksandr Ivanovich – candidate of technical sciences, associate professor, BSTU named after V.G. Shukhov, e-mail: kafedra.pgs@yandex.ru

Obernikhin Dmitriy Vjacheslavovich – postgraduate, BSTU named after V.G. Shukhov, e-mail: kafedra.pgs@yandex.ru

Nikulina Julija Alexandrovna – student, BSTU named after V.G. Shukhov, e-mail: kafedra.pgs@yandex.ru

Для цитирования:
Никулин А.И. Прочность изгибаемых железобетонных элементов на основе применения трансформированных диаграмм сжатия бетона / А.И. Никулин, Д.В. Обернихин, Ю.А. Никулина //

Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 161 – 168.

Citation:
Nikulin A.I. Strength of the bending concrete elements based on the using the compressed concrete transformed diagram / A.I. Nikulin, D.V. Obernikhin, J.A. Nikulin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 161 - 168.

УДК 539.374

ПРОБЛЕМЫ УСТОЙЧИВОСТИ БОЛЬШЕГАБАРИТНЫХ АВТОЦИСТЕРН ДЛЯ ПЕРЕВОЗКИ СЫПУЧИХ МАТЕРИАЛОВ

Петров М.В., Кибец А.И., Федорова Т.Г., Фролова И.А.
Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия
Нижегородский государственный университет Н.И. Лобачевского, г. Нижний Новгород, Россия

Аннотация

Экспериментально исследуются деформирование и потеря устойчивости тонкостенных оболочек при изгибе, полых и заполненных железным порошком, предназначенных для автомобильной транспортировки сыпучих материалов.

PROBLEMS OF SUSTAINABLE BOLSHEGABARITNYH TANKERS BULK MATERIALS

Abstract

On an experimental basis, deformation and stability loss of thin-walled clad layers while bending that are hollow and filled with iron powder and meant for the transport of granular material by car are studied.

Развитие автомобильных перевозок сыпучих материалов требует совершенствования конструкций полуприцепов-цистерн, которые должны стать надежными средствами для транспортировки бестарных грузов по дорогам 1-3 категорий условий эксплуатации. В настоящее время автомобильная промышленность стремится освоить производство опрокидываемых при разгрузке тонкостенных большегабаритных цистерн для перевозки сыпучих материалов. При рациональном выборе геометрических параметров цистерны одной из главных задач является расчет конструкций на устойчивость. Необходимость исследования устойчивости замкнутой тонкостенной цилиндрической оболочки, заполненной сыпучим материалом, при изгибе требует разработки и верификации на экспериментальных данных математической модели, алгоритма решения и программного обеспечения, которые будут соответствовать современному уровню компьютерного моделирования.

Экспериментальные и теоретические исследования деформирования тонких оболочек начали широко проводиться с 20 годов 19 века. Эксперименты предшествовали теоретическим исследованиям и имели качественный характер. Первые эксперименты по потери устойчивости при действии внешнего давления были выполнены в 1858 году В. Фейерберном. На осевое сжатие оболочки

испытывали В.Е. Лили и А. Маллок. В 1930-1935 г.г. Р.В. Роде, Е.Е. Лундквист осуществили ряд испытаний оболочек при различных нагружениях (сжатие, сдвиг и изгиб, при действии сосредоточенных нагрузок). Стоит отметить, что большая часть экспериментов проводилась на сжатие цилиндрических оболочек, и незначительная часть - на изгиб поперечной силой.

Начиная с 1960 г. были проведены масштабные экспериментальные исследования тонких оболочек с целью установления характера их поведения при потери устойчивости при осевом сжатии, при осевом сжатии в комбинации с внутренним давлением, при внешнем давлении, при действии поперечной силы, при поперечной нагрузке в комбинации с внутренним давлением. Можно выделить ряд экспериментальных работ на устойчивость цилиндрических оболочек при локальных воздействиях: В.Г. Выборнова, В.И. Моссаковского, М.В. Никулина, Б.В. Нерубайло, Ю.Г. Коноплева, М.А. Ильгамова, В.В. Кабанова, В.М. Даревского, А.В. Саченкова, M. Zeinoddini и других авторов. В вышеуказанных работах была использована статистическая обработка результатов целого ряда проведенных экспериментов, в результате чего установлены вероятностные свойства несущей способности. Имеется разброс в значениях полученных критических нагрузок, что объясняется наличием начальных несовершенств, неравномерностью распределения нагрузки. В работах А.С. Вольмира, Э.И. Григолюка, В.С. Гудрамовича приведен обзор основных экспериментальных исследований.

Полученные в результате экспериментов критические нагрузки оказались намного ниже классических значений, определяемых теоретическим путем. Дальнейшие исследования выявили причины расхождений теории и эксперимента: использование идеальной расчетной модели (совершенная форма оболочек, упругий материал, идеальное закрепление) и отсутствие качественно выполненных экспериментов (неравномерность распределения нагрузки, местные дефекты образцов, овальность оболочек, некачественное закрепление образцов).

При исследовании задач устойчивости круговых цилиндрический оболочек при неоднородных исходных состояниях возникает вопрос о моментности напряженного состояния, которое вызывает появление местных искривлений оболочки, что существенно снижает ее устойчивость. Неоднородность исходного состояния, обусловленная неоднородностью нагрузок, приводит к локальным формам потери устойчивости оболочек. С математической точки зрения неоднородность напряжений приводит к системе уравнений с переменными коэффициентами. Для решения задачи устойчивости в этом случае необходимо использование численных методов и современных программных комплексов.

Решение задач устойчивости оболочек при пластических деформациях предложено в работах А.С. Вольмира, Дж. Джерара. Работы А.С. Вольмира, А.С. Ноздрина, Ю.Н. Бердникова по исследованию потери устойчивости цилиндрических оболочек при изгибе основаны на классическом решении линейной задачи в предположении, что оболочка теряет устойчивость за пределом упругости из-за появления вмятин в сжатой зоне. Для вычисления критических напряжений цилиндрической оболочки при изгибе за пределами упругости авторы использовали численные методы.

Для исследования влияния наполнителя на величину критической нагрузки, на

формы потери устойчивости нами проведены экспериментальные исследования потери устойчивости цилиндрических оболочек, рассматривались квазистатический изгиб консольно-закрепленных тонкостенных цилиндрических оболочек с заполнителем и изгиб цилиндрических оболочек с заполнителем, шарнирно опертых по концам на две опоры при нагружении собственной массой и перерезывающими силами.

Нами разработаны экспериментальные установки и методика экспериментального исследования устойчивости заполненной сыпучим материалом замкнутой цилиндрической оболочки при изгибе. Проведены экспериментальные исследований устойчивости оболочек вращения, заполненных сыпучим материалом, при изгибе. Проводили испытания: 1) полой оболочки; 2) оболочки, заполненной металлическим порошком плотностью ρ=2,66 г/см3 и общей массой P0=1150г. Толщина оболочки h= 0,1 мм, отношение длины оболочки к толщине L/h = 1350, радиусы оболочки R1=266h на нагружаемом торце и R2=328h на закрепленном торце. Образцы выполнены из алюминиевого сплава. После статистической обработки проведенных экспериментальных исследований определяли зависимость прогиба образца в области нагружения от прикладываемого вертикального усилия, измеряли деформации, рассчитывали напряжения в образце, фиксировали величину критической нагрузки и остаточную деформированную форму образца.

Результаты экспериментального исследования квазистатического изгиба консольно-закрепленных тонкостенных цилиндрических оболочек с заполнителем и без заполнителя приведены на рис.1, 2.

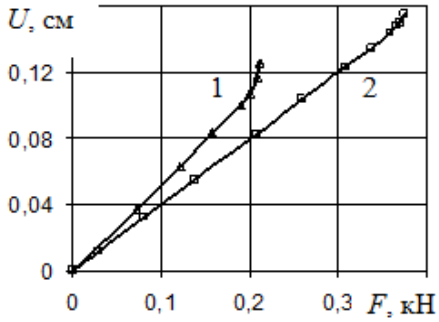


Рис.1

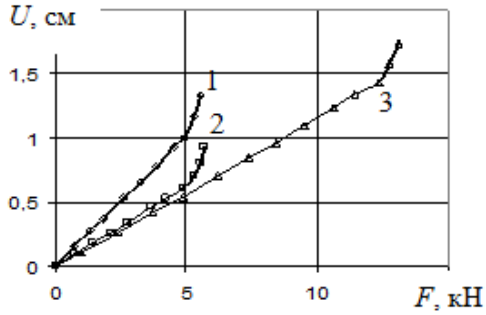


Рис.2

На этом рисунке представлены график изменения величины прогиба от нагрузки, полученной в экспериментах для описанных выше двух вариантов задачи. По результатам испытаний проведена статистическая обработка полученных экспериментальных данных. По гипотезе о нормальности распределения параметра несущей способности оценены значения критической нагрузки и дисперсия. Из статистической обработки исключены эксперименты с грубыми ошибками в полученных измерений и выбраны 10 образцов по допустимому отклонению в величине перемещений. Общая потеря устойчивости сопровождалась появлением у защемленного торца оболочки в сжатой зоне ромбовидных вмятин. При дальнейшем нагружении образцов, происходит образование новых ромбовидных вмятин и расширение области потери устойчивости. Использование заполнителя препятствует образованию вмятин, увеличивает значение критической нагрузки в данном эксперименте в 1,9 раза.

Деформирование оболочечной конструкции теоретически описывается в переменных Лагранжа с позиций механики сплошных сред. Наряду с общим базисом $X=[X_1X_2X_3]$ вводится местная (сопутствующая) система координат $x=[x_1x_2x_3]$ с направляющими косинусами n_{ij} : $x_i=n_{ij}\,X_j$, $i,j=\overline{1,3}$ (по повторяющимся индексам ведется суммирование). Формоизменения полагаем большими, а деформации – малыми, что позволяет считать местный базис ортогональным в течение всего процесса деформирования. Компоненты тензора скоростей деформаций в местном базисе $\dot{\varepsilon}_{ij}$ выражаются через компоненты $\dot{e}_{ij}$ скорости деформаций в общем базисе $\dot{\varepsilon}_{ij}=n_{im}n_{jk}\dot{e}_{mk}$,
которые определяются в метрике текущего состояния.

$$\dot{e}_{ij}=(\dot{U}_{i,j}+\dot{U}_{j,i})/2 \quad , \quad (i,j=\overline{1,3}) \qquad\qquad X_i=X_i\big|_{t=0}+\int_0^t\dot{U}_i dt \tag{1}$$

В (1) U_i – перемещения в общей декартовой системе координат X , индекс после запятой означает частную производную по соответствующей пространственной переменной, точка над символом частную производную по времени t.

Уравнения состояния устанавливаются раздельно для шаровых $\dot{\varepsilon}_{ij}^V$, $\dot{\sigma}^V$ и девиаторных $\dot{\varepsilon}'_{ij}$, $\dot{\sigma}'_{ij}$ составляющих скоростей деформаций и напряжений ($\dot{\varepsilon}_{ij}=\dot{\varepsilon}'_{ij}+\delta_{ij}\dot{\varepsilon}_{ij}^V$, $\dot{\sigma}_{ij}=\dot{\sigma}'_{ij}-\delta_{ij}\dot{\sigma}^V$). Зависимость шаровых компонент скоростей деформаций и напряжений предполагается линейной. Девиаторные составляющие скорости деформации $\dot{\varepsilon}'_{ij}$ раскладываются на пластические $\dot{\varepsilon}'^p_{ij}$ и упругие $\dot{\varepsilon}'^e_{ij}$ компоненты:

$$\dot{\varepsilon}'_{ij}=\dot{\varepsilon}'^e_{ij}+\dot{\varepsilon}'^p_{ij}, \qquad \dot{\varepsilon}'^p_{11}+\dot{\varepsilon}'^p_{22}+\dot{\varepsilon}'^p_{33}=0, \tag{2}$$

Девиаторные составляющие тензора напряжений вычисляются с помощью соотношений теории течения с кинематическим и изотропным упрочнением:

$$\dot{\sigma}'_{ij}=2G\dot{\varepsilon}'^e_{ij},\ \ \dot{\varepsilon}'^P_{ij}=\lambda S_{ij}, \quad S_{ij}=\sigma'_{ij}-\rho_{ij}, \qquad \dot{\rho}_{ij}=g\dot{\varepsilon}'^p_{ij}, \tag{3}$$

$$S_{ij}S_{ij}\le\frac{2}{3}\sigma_T^2, \qquad \sigma_T=\sigma_T(æ,\dot{I}_{2\varepsilon}), \qquad \rho_{ij}=\int_0^t\dot{\rho}_{ij}dt,\ \ æ=\sqrt{\frac{2}{3}}\int_0^t\sqrt{\dot{\varepsilon}'^p_{ij}\dot{\varepsilon}'^p_{ij}}\,dt$$

Здесь G – модуль сдвига, S_{ij} – компоненты тензора активных напряжений, ρ_{ij} - тензор микронапряжений, определяющий координаты центра поверхности текучести, g - модуль кинематического упрочнения, æ - параметр Одквиста. Параметр λ тождественно равен нулю при упругом деформировании и определяеется при упругопластическом деформировании из условия прохождения мгновенной поверхности текучести через конец вектора догрузки.

Уравнение движения выводится из баланса виртуальных мощностей работы:

$$\int_\Omega\sigma_{ij}\delta\dot{\varepsilon}_{ij}dV+\int_\Omega\rho\ddot{U}_i\delta\dot{U}_i dV=\int_{\Gamma p}P_i\delta\dot{U}_i d\gamma+\int_{\Gamma q}P_i^q\delta\dot{U}_i d\gamma \ \ , \ (i,j=\overline{1,3}), \tag{4}$$

где ρ — плотность; P_i^q — контактное давление; P_i — распределенная нагрузка; Ω — исследуемая область; Γ_q — поверхность контакта; Γ_p — зона действия внешнего давления; $\delta\dot{\varepsilon}_{ij}$, $\delta\dot{U}_i$ — вариации $\dot{\varepsilon}_{ij}$, $\dot{U}_i$ (на поверхности с заданными кинематическими граничными условиями $\delta\dot{U}_i=0$).

Влияние сыпучего заполнителя моделируется весовой нагрузкой интенсивностью *P*. Предполагалось, что весовая нагрузка *P* равномерно распределена вдоль оси вращения. В поперечном сечении оболочки изменение давления *P* по повороту задавалось формулой

$$P_\varphi = P_1 \times \sin(\varphi/2), \quad 0 \le \varphi \le 2\pi \tag{5}$$

Значение P_1 определялось из условия:

$$\int_{-L/2}^{L/2} \int_{0}^{2\pi} P\, d\varphi\, dx = P_o \tag{6}$$

где P_0 – допускаемый проектом вес груза. Изменение весовой нагрузки во времени описывалось линейной функцией $P = at$. Значение скорости нарастания нагрузки a = const выбиралось в соответствии с частотным анализом таким образом, чтобы уменьшить влияние волновых процессов.

Для определения критической нагрузки применяется метод продолжения по параметру, в качестве которого используется время. Суть метода сводится к пошаговому пересчету напряженно-деформированного состояния конструкции при последовательном увеличении нагрузки. Критической считается нагрузка, начиная с которой резко возрастают перемещения оболочки, ее кинетическая энергия или некоторый интегральный параметр, характеризующий формоизменение в целом.

Решение определяющей системы уравнений (1)-(6) основано на методе конечных элементов и явной конечно-разностной схеме интегрирования по времени типа “крест” [1,2,3]. Расчетная область покрывается лагранжевой сеткой из 8-узловых изопараметрических конечных элементов. Компоненты скорости перемещений аппроксимируются внутри элемента с помощью полилинейных функций формы. Компоненты скорости деформаций в локальном базисе *x* аппроксимируются в КЭ линейными функциями в виде суммы безмоментных и моментных составляющих. Чтобы не завышать сдвиговую жесткость элемента, учитываются только компоненты, соответствующие изгибающим и крутящим моментам в теории оболочек типа Тимошенко. Численное определение контактного давления в зонах взаимодействия деформируемых тел и статически эквивалентных ему сил в узлах КЭ-сетки осуществляется из условий непроникания и законов сохранения массы и количества движения.

Проведено численное исследование процессов деформирования и предельных состояний оболочечных конструкций большегабаритных цистерн для транспортировки сыпучих материалов при изгибе. Определена критическая нагрузка при которой цистерна теряет устойчивость. Численная схема решения задачи реализована в рамках программного комплекса «Динамика-3».

Проведен конечно-элементный анализ потери устойчивости и упругопластического выпучивания свободно опертых цилиндрических оболочек (рис.3) при изгибе под действием собственного веса и перерезывающих сил.

Рис.3

Весовая нагрузка задавалась в расчетах аналитической функцией(5),(6). Вес засыпки принимался равным $P_0=60$ *кг*. Нагружающее устройство моделировалось упругим телом, которое смещается в вертикали с постоянной скоростью 1 м/с.

Анализ результатов расчетов и экспериментов показывает следующее. При смещении нагружающего устройства на 10 мм в средней части цилиндрической оболочки образуется локальная поперечная вмятина ромбического типа. При дальнейшем нагружении длина вмятины увеличивается в окружном направлении, пока не достигнет, приблизительно, половины диаметра оболочки, после чего ее развитие прекращается. Последующее смещение нагружающего устройства приводит к расширению зоны потери устойчивости оболочки в окружном направлении за счет образования новых вмятин, расположенных в шахматном порядке относительно первой. По длине оболочки зона потери устойчивости в рассмотренном диапазоне нагружения не превысила половины ее диаметра. По величине смещения нагружающего устройства, при котором оболочка теряет устойчивость, вычислительный комплекс «Динамика-3», ANSYS и эксперимент дают близкие результаты. Экспериментальное значение критической нагрузки, примерно, в 2 раза меньше расчетного, полученного при решении задачи с применением ВК «Динамика-3».

Вычислительный комплекс «Динамика-3» и эксперимент дают также близкие результаты (расхождение не превышает 5%) по величине смещения нагружающего устройства, при котором оболочка теряет устойчивость. Сыпучий заполнитель увеличивает значение критической нагрузки и уменьшает влияние несовершенств на поведение оболочки. Анализ напряженно-деформированного состояния оболочки показал, что в докритической стадии ее деформирование происходит в упругой зоне. После потери устойчивости в зоне гофров образуются пластические деформации, что соответствует экспериментальным данным (рис. 4).

а) б)

Рис.4

Как показал анализ результатов разработанная вычислительная модель качественно правильно и количественно удовлетворительно описывает потерю устойчивости и упругопластическое выпучивание цилиндрических оболочек с сыпучим заполнителем при изгибе. Заполнитель уменьшает влияние начальных несовершенств на критическую нагрузку и выпучивание оболочки и приводит к сближению расчетов и экспериментов.

Большегрузная емкость для автомобильной транспортировки сыпучих грузов представляющая собой тонкостенную оболочку из сплава АМг5, при разгрузке предварительно нагружается внутренним давлением 0,1МПа и наклоняется телескопическим подъемником на угол 40,29 градуса. Под действием собственного веса, веса сыпучего материала и внутреннего давления корпус емкости деформируется и может потерять устойчивость. Наиболее вероятные области потери устойчивости – средняя часть цилиндрической оболочки, а так же места крепления полусферической торцевой оболочки к опорному узлу подъемника.

Анализ результатов расчета показывает следующее. При достижении весовой нагрузкой значения равного 4,2 допустимого проектом веса груза в средней части цилиндрической обечайки образуются две поперечные складки (рис. 5). В последующем увеличение весовой нагрузки приводит к расширению этой зоны и увеличению числа складок. Потеря устойчивости отмечается резким увеличением параметра складкообразования *DR*. Продольные напряжения в зоне гофров в момент потери устойчивости меняют знак (сжимающие напряжения переходят в растягивающие). При этом их величина превышает предел текучести, что свидетельствует о возникновении пластических деформаций в этой зоне. Таким образом, в рассматриваемой конструкции коэффициент запаса *k* для критической нагрузки составляет 4,2 к допустимому весу перевозимого груза.

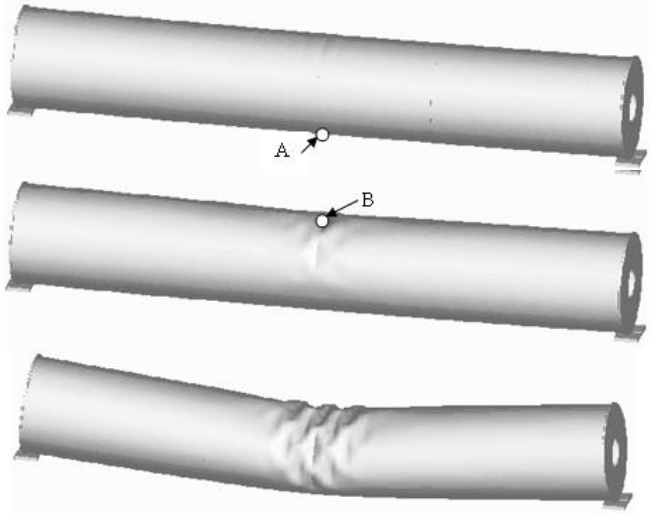


Рис.5

Проведен расчет деформирования цистерны при воздействии только весовой нагрузки. Сопоставление полученных результатов с предыдущими показало, что при определении весовой нагрузки внутренне избыточное давление 0,1МПа незначительно влияет на величину критической нагрузки, хотя и вносит изменения в процесс складкообразования (изменяются размер зоны гофров и их величина). Иная картина получается в случае, если весовая нагрузка приложена только на нижней половине цилиндрической обечайки цистерны. Отсутствие избыточного

внутреннего давления приводит к изменению НДС цилиндрической оболочки. При этом сначала происходит изменение поперечного сечения в средней части цилиндрической оболочки (рис.6), а затем на ней образуются локальные гофры. Величина критической нагрузки снижается (примерно, в 2 раза.)

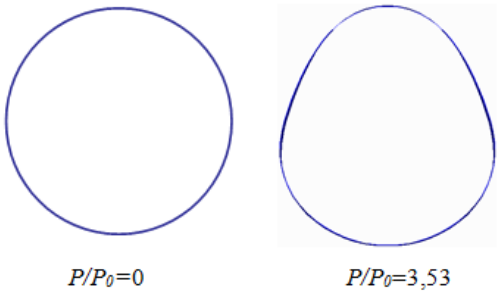


Рис.6

Для анализа прочности и устойчивости корпуса цистерны в зоне крепления штока телескопического подъемного устройства были проведены расчеты с полусферической оболочкой на поднимаемом торце. Нагружение цистерны осуществлялось внутренним давлением 0,1МПа и весовой нагрузкой. Для сравнения был проведен второй вариант расчета, в котором на поднимаемом торце цистерны располагалась круглая тонкостенная пластина, а опора задавалась на нижнюю часть торца. Анализ результатов расчетов показал, что при весовой нагрузке равной, примерно, двум допустимым весам перевозимого груза на полусферической оболочке поднимаемого торца цистерны образуется вмятина. С последующим увеличением весовой нагрузки вмятина углубляется и расширяется. При 4-х кратном превышении весовой нагрузкой допустимого веса груза на торце цистерны образуются складки. Далее возникают и развиваются складки в средней части цилиндрической оболочки корпуса. Судя по графикам изменения параметра складкообразования *DR* (рис.7) критическое значение весовой нагрузки в обоих вариантах задачи составляет, примерно, 4 допустимых веса перевозимого груза. Это позволяет предположить, что форма оболочек на торцах цистерны слабо влияет на выпучивание цилиндрической оболочки в средней части корпуса. Дополнительные расчеты показали, что увеличение внутреннего избыточного давления с 0,1МПа до 0,2МПа существенно уменьшает формоизменение конструкции на поднимаемом торце, но не приводит к увеличению критической нагрузки, при которой цилиндрическая оболочка корпуса теряет устойчивость.

Анализ результатов расчетов и экспериментов показывает, что при достижении нагрузкой критического значения в нижней части оболочки в области ее крепления к опорной пластине образуются локальные вмятины ромбического типа, вытянутые в окружном направлении. При дальнейшем нагружении размер вмятин в окружном направлении увеличивается, до тех пор, пока не достигнет, приблизительно, половины радиуса оболочки R. Последующее нагружение приводит к увеличению их глубины и образованию новых вмятин, располагающихся на оболочке в шахматном порядке. По длине оболочки зона потери устойчивости в рассмотренном диапазоне нагружения не превышает R, а по высоте − 3R/4, что подтверждается экспериментальными данными.

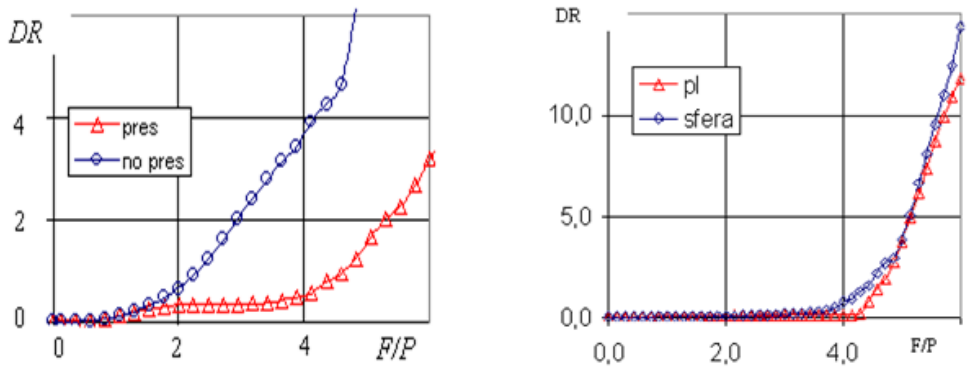


Рис.7

Для сравнения были проведены численные исследования деформирования и потери устойчивости замкнутой цилиндрической оболочки, длина которой была уменьшена в 1,35 раза. По расчетным данным величина критической нагрузки возрастает при этом более чем в 2 раза.

Результаты проведенных исследований внедрены в расчетную практику ЗАО «Чебоксарское предприятие «Сеспель» по производству полуприцепов-цистерн.

Литература

1. Баженов В.Г., Кибец А.И., Петров М.В., Федорова Т.Г., Шошин Д.В. Теоретическое и экспериментальное исследование потери устойчивости и закритического поведения тонкостенной цилиндрической оболочки при изгибе//Проблемы прочности и пластичности. Межвуз. сб. Н. Новгород: Изд-во ННГУ. 2009. Вып. 71. С. 77-83.

2. Баженов В.Г., Кибец А.И., Петров М.В., Федорова Т.Г., Шошин Д.В., Артемьева А.А. Экспериментально-теоретическое исследование нелинейного деформирования и потери устойчивости оболочек вращения при изгибе//Проблемы прочности и пластичности. Межвуз. сб. Н. Новгород: Изд-во ННГУ. 2010. Вып. 72. С. 80-85.

3. Баженов В.Г., Артемьева А.А., Кибец А.И., Гоник Е.Г., Федорова Т.Г., Шошин Д.В. Конечно-элементное моделирование упругопластического выпучивания незамкнутых сферических оболочек при сжатии//Проблемы прочности и пластичности. Межвуз. сб. Нижний Новгород: Изд-во ННГУ. 2012. Вып. 74. С. 84-91.

Ключевые слова: цистерна, потеря устойчивости, критическая сила, экспериментальный анализ, деформация.

Keywords: cistern, stability loss, critical power, experimental analysis, deformation

Петров Михаил Васильевич, д.т.н., профессор кафедры строительных конструкций, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары.

Кибец Александр Иванович, д.ф.-м.н., гл.н.с. НИИ механики, Нижегородский государственный университет Н.И. Лобачевского, г. Нижний Новгород.

Федорова Татьяна Георгиевна, старший преподаватель кафедры строительных конструкций, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары.

Фролова Ирина Анатольевна, ассистент кафедры строительных конструкций, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары.

Mikhail Petrov , Ph.D. , professor of building structures, Chuvash State University . IN Ulyanov , Cheboksary .

Kibetz Alexander, Dr., gl.n.s. Institute of Mechanics , NI Lobachevsky State University Lobachevsky Nizhny Novgorod .

Tatyana Fedorova , a senior lecturer in building structures, Chuvash State University . IN Ulyanov , Cheboksary .

Irina Frolova , assistant chair of building structures, Chuvash State University . IN Ulyanov , Cheboksary .

Для цитирования:
Петров М.В., Кибец А.И., Федорова Т.Г., Фролова И.А. Проблемы устойчивости большегабаритных автоцистерн для перевозки сыпучих материалов / М.В. Петров, А.И. Кибец, Т.Г.Федорова, И.А. Фролова // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 168 – 177.

Citation:
Petrov M.V., Kibetz A.I., Fedorova T.G., Frolova I.A. Problems of sustainable bolshegabaritnyh tankers bulk materials / M.V. Petrov, A.I. Kibetz, T.G. Fedorova, I.A. Frolova // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 168 – 177.

УДК 624.073.5

НЕЛИНЕЙНЫЙ РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЕСТНО-РЕБРИСТЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В ДИАПАЗОНЕ СООТНОШЕНИЙ ЖЕСТКОСТИ

А.Н. Плотников
ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, Россия
Н.Г. Головин
ФГБОУ ВПО «МГСУ», г. Москва, Россия

Аннотация

В статье рассмотрены приемы моделирования перекрестно-ребристых перекрытий методом конечных элементов. Приводится сравнение данных, полученных во при моделировании с результатами экспериментов. Предлагается использовать метод обратных секущих, соответствующих границам перераспределения усилий, что позволяет учесть нелинейную работу материалов, включая накопленные повреждения. Даются рекомендации по назначению нижней и верхней границ перераспределения усилий.

NONLINEAR CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE SPACE GRID SLABS FINITE ELEMENT METHOD RANGE OF RATIOS RIGIDITY

Abstract

The article describes the methods of modeling Space grid slabs using finite element method. A comparison of data obtained in at modeling with experimental results. It is proposed to use the method of

inverse secant corresponding to the boundaries redistribution of stress to allow for non-linear operation of materials, including damage accumulation. The recommendations on the appointment of the lower and upper limits of redistribution stress.

В течение уже ряда десятилетий строительные нормы, а теперь и СП 63.13330.2012 [1], рекомендуют вести расчет железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности и в необходимых случаях – анизотропии. Такой расчет должен проводиться в отношении статически неопределимых конструкций, к таковым относятся и перекрестно-ребристые (кессонные) перекрытия. Применяемые в настоящее время методы расчета перекрестно-ребристых перекрытий, такие как метод пластин и сеток, метод независимых балок с коэффициентами и метод конечных элементов (МКЭ) в упругой постановке, названные факторы не учитывают и, как правило, дают избыточный запас прочности.

Разница по деформациям по сравнению с линейным расчетом может доходить до нескольких раз, что показано в работе [2]. Моделирование проводится с введением диаграммы деформирования бетона, расположения арматуры в сечениях элемента, введением парных узлов с возможностью имитации раскрытия трещины. В последнее время нормы проектирования железобетона (СП63.13330.2012) рекомендуют диаграммный метод расчета конструкций, который в большей степени учитывает работу железобетона с трещинами. На современном этапе развития науки о конечноэлементном моделировании железобетона с учетом развития неупругих составляющих деформаций бетона и развития трещин рассматривается два подхода. Первый предполагает размытие трещины по конечному элементу путем снижения его механических характеристик, второй – возможность разделения узла соседних элементов, т.е. физического образования просвета между элементами при достижении определённого критического напряжения на основе механики разрушения [5, 6, 7, 8]. Однако в программах на основе МКЭ пока не реализован учет влияния армирования на напряжения в зоне бетона вокруг арматуры, неравномерность напряжений в растянутом бетоне с трещинами, влияние коэффициента армирования и гибкость арматурного стрежня в трещине.

В работе Иванова А. [9] предложен и апробирован способ учета влияния трещин и неупругих деформаций бетона путем снижения начальных модулей упругости бетона коэффициентами $E_{(x,y)red} = k_{(x,y)}E_b$ при использовании существующих программных комплексов. Реализация этих рекомендаций возможна в широко распространённых программных комплексах, например «Лира», с введением частично реализованных нелинейных физических законов. При этом учитываются изменения физического состояния для бетона только по неупругим деформациям. В программном комплексе «Лира» используется нелинейный закон по функции [10]:

$$\sigma_{(\varepsilon)} = R\left(1 - e^{-\frac{\varepsilon . E}{R}}\right) \qquad (1)$$

При построении функций (1) с разными начальными модулями упругости бетона E_0 образуются экспоненциальные функции с началом и концом в одних и тех же точках (рис. 1), что обычно не принято в расчетах конструкций.

При оценке жесткости элементов железобетонных конструкций в стадии нелинейной работы А.А. Дыховичным используется понятие «секущей жесткости», позволяющее реализовать шаговое нагружение [11]. Как правило, в это понятие вкладывается только секущая по диаграмме деформирования бетона. В известных работах Н.И. Карпенко вводится понятие секущей с началом в новой точке нагружения, что дает возможность более точно определять разницу по ступеням, близкому к первому предельному состоянию. С.Н. Карпенко введено понятие хорды к диаграмме из последующей точки [12]. Это позволяет перейти к понятию «обратной секущей» для диаграмм бетона, имеющих общий предел деформаций и разные начальные модули упругости. Для удобства моделирования и анализа по этим функциям предлагается метод не прямой, из точки начала координат, а обратной секущей, из точки $\varepsilon = \varepsilon_u$, $\sigma = R$.

Полученные по функции (1) значения углов наклона обратных секущих сопоставляются по выражению (2), что и будет соответствовать нижней и верхней границам диаграммы деформаций, физическому, а не условному, по начальному модулю упругости, соотношению модулей деформаций системы в целом, с учетом нелинейной работы материала, включая трещины и накопленные повреждения.

$$\frac{\alpha_2}{\alpha_1} = \frac{R - \sigma_{(\varepsilon)y}}{R - \sigma_{(\varepsilon)x}} \qquad (2)$$

Моделирование с использованием стержневых элементов и библиотечных функций физической нелинейности материалов предложено в работе [3]. Моделирование МКЭ проводилось по физическим моделям, испытания которых описаны в этой работе. Результаты определения соотношения (2) сведены в таблицы 1, 2.

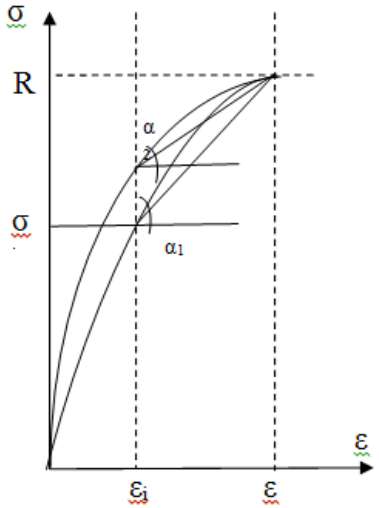


Рисунок 1 - Диаграммы деформирования бетона программного комплекса с разными начальными E_0 и обратными секущими

Моделирование конструкции по ИСП-3 предполагало сплошное опирание на 3 стороны. Габариты конструкции 1,2 х 2,4 м. Сечение ребер 0,03 х 0,08 м. Прочность

бетона R = 36,2 МПа. Нагрузка приложена в пролетных 28 узлах равными долями от суммарной нагрузки. Нагрузка общая максимальная 2,87 кН, в узле 0,103 кН. Конструкция опирается в 9 точках контура, включая углы, на динамометры, податливость опоры-динамометра принята 0,1 мм при реакции 1 кН. Жесткость опоры Rz = 1000 тс/м.

По всем моделям подбирались нижняя и верхняя границы соотношения жесткостей двух направлений.

По нижней границе (здесь и далее подбирается по экспериментальному графику) начальному модулю упругости соответствует в направлении X: E = 16000 МПа прочность на сжатие 30 МПа, на растяжение 2,5 МПа. Предельное сжатие непродолжительное 0,0035 ; растяжение непродолжительное 0,00015. Соотношение Ey/Ex = 0,56. Для арматуры прочность 550 МПа, деформации для диаграммы Прандтля 0,0038 и 0,05. Арматура: диаметр 3 мм, сечение 0,071 $см^2$.

На примере этой модели алгоритм подбора верхней и нижней жесткости выглядит следующими образом. Получен максимальный прогиб по расчету 27 мм, по испытаниям 26,9 мм; в четвертях по расчету X–17,9 мм, по Y–14,3 мм. По испытаниям X–18,7 мм, по Y–9,8 мм. Соотношения прогибов между направлениями по расчету fy/fx=0,8; по испытаниям fy/fx=0,52. Характер соотношений сохраняется.

По верхней границе в направлении X: E = 9300 МПа, прочность на сжатие 30 МПа, на растяжение 2,5 МПа. В направлении Y: E = 45000 МПа, прочность на сжатие 30 МПа, на растяжение 2,5 МПа. Соотношение Ey/Ex=4,8. В результате получено: прогиб по расчету 26,9 мм, по испытаниям 26,9 мм; в четвертях по расчету X–18,4 мм, по Y–14,2 мм. По испытаниям X–18,7 мм, по Y–9,8 мм. По расчету fy/fx= 0,77; по испытаниям fy/fx =0,52. Соотношения прогибов аналогичны полученным по нижней границе соотношений.

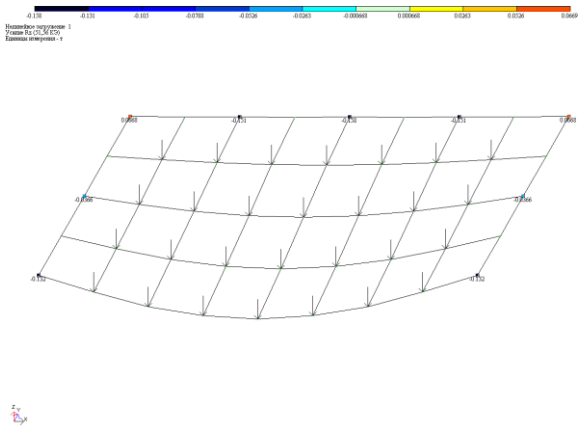


Рисунок 2 - Расположение нагрузки и результаты по опорным реакциям в модели

Первая серия моделируемых испытаний включала в себя ИСП-4, стержневую модель, опертую на 3 стороны с одиночной опорой в направлении X, стержневую ИСП-11, с разрезкой перекрытия и одиночной опорой в направлении X, пластинчатую ИСП-3, ИСП-4.

Далее производилось моделирование по принципу пластинчатой модели, состоящей из 4 плит с опиранием на контур по ИСП-14 и ИСП-15.

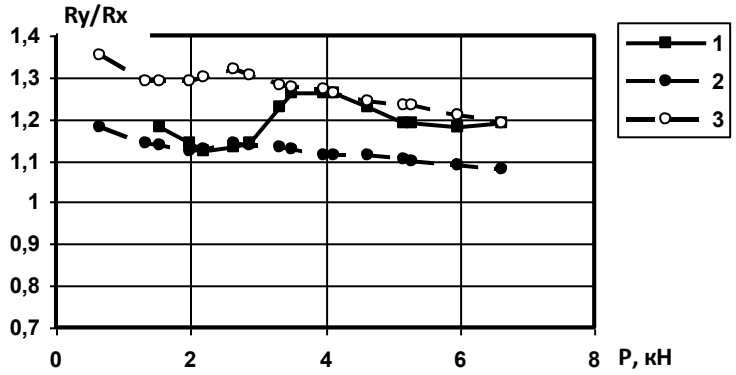


Рисунок 3 – Стержневая модель по ИСП-3. График соотношений реакций (Ry/0,5Rx)
1. экспериментальный; 2. Расчет МКЭ, нижняя граница Ey/Ex = 0,56;
3. Расчет МКЭ, верхняя граница Ey/Ex = 4,8.

Размеры плит 0,45 х 1,8 м, по 3 продольных, 9 поперечных ребер. Соединение на бетонных шпонках. Полка неармированная, расположена в середине высоты. Под каждым ребром - динамометр. Соотношение размеров по контуру 1:1. В пролетах - по 7 ребер. Конструкция опирается в 28 точках контура на динамометры, кроме этого имеются угловые динамометры.

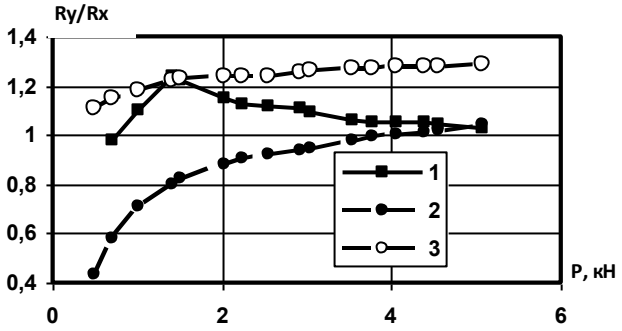


Рисунок 4 – Стержневая модель по ИСП-4. График соотношений реакций (Ry/0,5Rx)
1. экспериментальный; 2. Расчет МКЭ, нижняя граница Ey/Ex = 0,11;
3. Расчет МКЭ, верхняя граница Ey/Ex = 10,0.

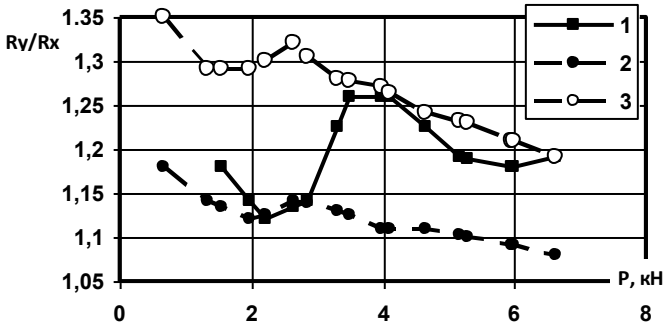


Рисунок 5 – Пластинчатая модель по ИСП-3. График соотношений реакций (Ry/0,5Rx)
1. экспериментальный; 2. Расчет МКЭ, нижняя граница Ey/Ex = 0,09;
3. Расчет МКЭ, верхняя граница Ey/Ex = 0,3.

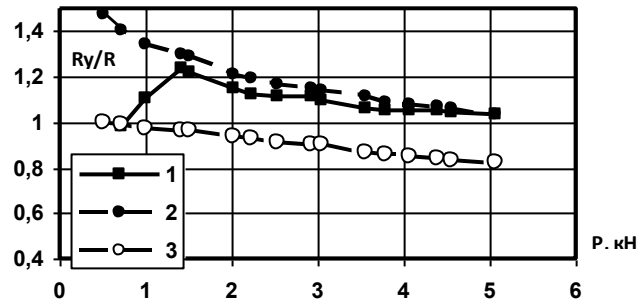


Рисунок 6 – Пластинчатая модель по ИСП-4. График соотношений реакций (Ry/0,5Rx)
1. экспериментальный; 2. Расчет МКЭ, нижняя граница Ey/Ex = 2,26;
3. Расчет МКЭ, верхняя граница Ey/Ex = 13,3.

Нагрузка в моделях приложена в пролетных узлах равными долями от суммарной нагрузки. Количество узлов 49. Нагрузка 14,45 кН. В узле 0,295 кН. На рядом расположенные точки спаренных ребер прикладывается половинная нагрузка 0,147 тс.

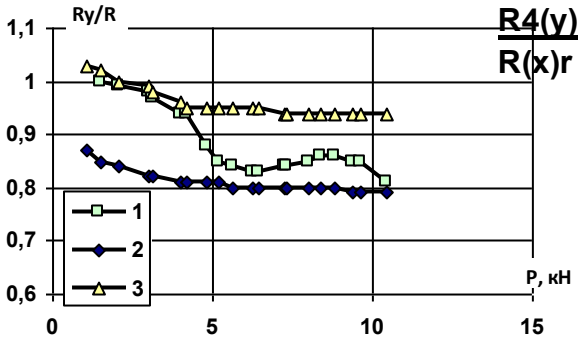


Рисунок 7 - График соотношений ИСП-14: R4(y) / R(x)r
1. экспериментальный; 2. Расчет МКЭ, нижняя граница Ey/Ex = 0,015;
3. Расчет МКЭ, верхняя граница Ey/Ex = 0,009.

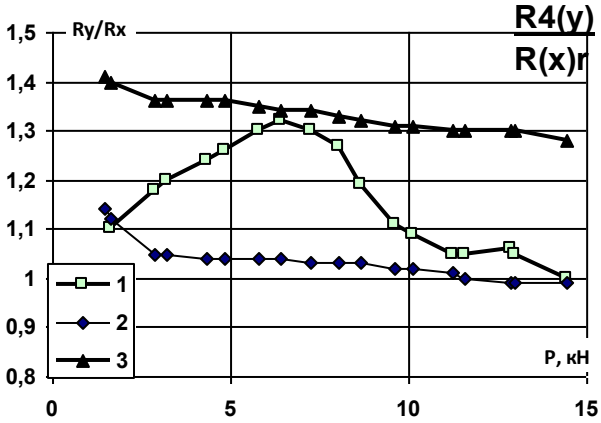


Рисунок 8 - График соотношений ИСП-15: R4(y) / R(x)r
1. экспериментальный; 2. Расчет МКЭ, нижняя граница Ey/Ex = 0,13;
3. Расчет МКЭ, верхняя граница Ey/Ex = 0,047.

В задачу для моделирования шпоночной связи в системе стержней вместо стержня КЭ201 введен стержень элемента конечной большой жесткости на сжатие и практически нулевой на растяжение, позволяющий обеспечить раскрытие шва при изгибе, КЭ 255 (R=20000 тс/м, Nt=0,0001тс, Nc = 1 тс).

Верхние сопрягающиеся узлы поперечных ребер объединены общими линейными перемещениями по трем координатным осям. Параметры КЭ255 подобраны по задаче с использованием КЭ201 по равности параметра максимального прогиба перекрытия и формы прогиба поверхности.

При моделировании стержневых элементов конструкций с соотношением l/h > 20 МКЭ стержнями, закрепление опор не имеет значения, величина прогиба не меняется, будь то свободное опирание или неподвижное. При моделировании же пластинчатыми конечными элементами тех же размеров и всех остальных параметров неподвижная опора вызывает существенное изменение в жесткости и распределении усилий и по высоте сечения и по длине элемента. Возникает распор и эффект арки и балки – стенки, несмотря на большое, балочное соотношение. Прогиб уменьшается в 2,3 раза (пролет 1 м, сечение 2х5 см).

В области графиков соотношений, представленных в процессе нагружения опертых по контуру систем, можно выделить точки характерные для малых напряжений, обычно нижняя граница соотношения, точки для эксплуатационной нагрузки – верхняя граница, затем, в последней стадии, снова нижняя граница.

Наиболее близкие расчетные значения эксперименту по оценке несущей способности (прочности) имеет метод предельного равновесия в комплексе с методом конечных разностей, учитывающего перераспределение усилий при увеличении нагрузки. Усилия в отдельных сечениях ребер можно определить методом конечных разностей и методом конечных элементов (стержневая модель) в определенном диапазоне соотношения жесткостей между направлениями, что отмечалось работах [3, 4].

Таблица 1. Стержневая модель. Соотношения по углу обратной секущей.

Коэфф. по Е	ИСП-3		ИСП-4		ИСП-11	
на стадии	Нижняя граница Ey/Ex= 0,56	Верхняя граница Ey/Ex= 4,8	Нижняя граница Ey/Ex= 0,11	Верхняя граница Ey/Ex= 10,0	Нижняя граница Ey/Ex= 0,33	Верхняя граница Ey/Ex= 0,4
k		8,6		91		1,21
	Ex=16000	Ex=9300	Ex=5500	Ex=2300	Ex=900	Ex=750
k		0,58		0,42		0,83
I	0,92	1,52	0,95	1,27	0,99	1,08
II	0,67	8,03	0,79	3,35	0,95	1,45
III	0,44	64,4	0,62	11,19	0,90	2,08

Таблица 2. Пластинчатая модель. Соотношения по углу обратной секущей

Коэфф. по Е	ИСП-3		ИСП-4		ИСП-14		ИСП-15	
на стадии	Нижняя граница Ey/Ex= 0,09	Верхняя граница Ey/Ex= 0,30	Нижняя граница Ey/Ex= 2,26	Верхняя граница Ey/Ex= 13,3	Нижняя граница Ey/Ex= 0,015	Верхняя граница Ey/Ex= 0,009	Нижняя граница Ey/Ex= 0,13	Верхняя граница Ey/Ex= 0,047
k		3,33		5,88		0,6		0,36
	Ex=4100	Ex=3500	Ex=1550	Ex=950	Ex=3600	Ex=6000	Ex=495	Ex=1180
k		0,85		0,61		1,67		2,38
I	0,96	0,97	1,02	1,12	0,96	0,94	1,00	0,99
II	0,80	0,87	1,10	1,79	0,83	0,74	0,98	0,94
III	0,65	0,75	1,22	3,23	0,69	0,54	0,96	0,89

Значения несущей способности, определенные по усилиям в моделях МКЭ по сравнению с экспериментом, оказались занижены, что переоценивает возможности конструкции практически в 2 раза. Эти усилия рассматривались в смоделированной арматуре и бетоне пластин. В бетоне пластин усилия не сконцентрированы в узкой сжатой зоне, уменьшающейся с ростом трещины, а распределены по большей части пластины.

При использовании МКЭ в проектировании сложных систем, какими являются перекрестные балочные, необходимо учитывать повышающим коэффициентом k = 2 напряжения в арматуре и фибровые напряжения в сжатой кромке пластины, имитирующей бетон элемента.

Предлагается оценку соотношения усилий между ребрами и определение усилий в растянутой арматуре производить по равнодействующей Nt, получаемой из эпюры напряжений в растянутой зоне.

Выводы

1. При моделировании экспериментальных исследований МКЭ в стандартных программах можно устанавливать диапазон изменения соотношения условных модулей упругости (нижняя и верхняя граница соотношения). При этом неизменным параметром должен оставаться максимальный прогиб модели. По нему устанавливается условный модуль упругости одного из направлений.

2. Для опертых на три стороны систем диапазон соотношения условных модулей упругости Ey/Ex, учитывающий различные технологические факторы при моделировании стержнями значителен, в зависимости от схемы он меняется от 8,6 до 91. Величина Ex в продольном направлении по верхней и нижней границам меняется от 0,58 до 0,83. Для пластинчатых моделей это соотношение невелико, от 3,33 до 5,87, по модулю продольного направления 0,85 – 0,61. Для опертых по контуру систем с разными модулями армирования диапазон Ey/Ex в зависимости от схемы опирания 0,57 – 0,36, по модулю продольного направления 1,67 – 2,38.

3. Для расчета перекрестно-ребристых перекрытий методом конечных элементов рекомендуется комплекс стержневых и пластинчатых моделей, позволяющий оценить несущую способность и деформативность перекрытия. Нижняя граница

перераспределения усилий Ry/Rx назначается по начальному модулю упругости бетона с поправкой на соотношения жесткостей двух направлений по приведенному моменту инерции сечений. Верхнюю границу перераспределения усилий предлагается задавать коэффициентом от 1 до 1,3 в зависимости от μ_y/μ_x . При применении МКЭ анализ напряжений в элементах сечения следует вести по равнодействующим усилий, а не по фибровым усилиям.

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.

2. Слободян Я.О., Гузь А.В., Кудря Ю.С. Нові інформаційні технології автоматизації проектування і дослідження нелінійного деформування пластинчастих конструкцій / Вісник НАУ. Киев. 2004. с. 128 – 130.

3. Плотников А.Н. Прочность и деформативность перекрестно-ребристого перекрытия с учетом перераспределения усилий: дис. … канд.техн.наук: 05.23.01. / Плотников Алексей Николаевич. – М., 2013. - 268 с.

4. Головин Н.Г., Плотников А.Н. Расчет перекрестно-ребристых перекрытий с учетом физической нелинейности / Бетон и железобетон – взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. М.: МГСУ, 2014, Т.1. Теория железобетона. Железобетонные конструкции. Расчет и конструирование. с. 234 – 244.

5. Spinella, N., Colajanni, P., La Memdola, L., Nonlinear Analysis of Beams Reinforced in Shear with Stirrups and Steel Fibers / ACI Structural journal. V.109. N1. 2012. P. 53 – 63.

6. Di Ludovico, M., Lignola, G.P, Prota, A., Cosenza, E. Nonlinear Analysis of Cross Sections under Axial Load and Biaxial Bending / ACI Structural journal. V.107. N4. 2010. P. 390 – 399.

7. Shi Zihai, Crack Analysis in Structural Concrete. Theory and Applications, Elsevir Ltd., Burlinton, MA, USA, 2009, 327 p.

8. Городецкий А.С., Вайнштейн М.С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла железобетонных конструкций/ А.С. Городецкий, М.С. Вайнштейн// Бетон и железобетон – пути развития: Научные труды 2-й Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону. Том 6. – М.: Дипак, 2005. – с. 221 – 228.

9. Иванов А. Развитие теории и прикладных методов оценки силового сопротивления монолитных гражданских зданий с учетом нелинейности деформирования: дис. … докт.техн.наук : 05.23.01. / Иванов Акрам. - М., 2008. - 361 с.

10. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций/ А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – М.: Изд-во «АСВ», 2009. – 360 с.

11. Дыховичный А.А. Статически неопределимые железобетонные конструкции / А.А. Дыховичный. – К.: Будівельник, 1978. – 108 с.

12. Карпенко С.Н. О построении общего метода расчета железобетонных плоских конструкций в конечных приращениях/ С.Н. Карпенко// Бетон и

железобетон – пути развития: Научные труды 2-й Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону. М.: Дипак, 2005. Т 2 – с. 422 – 430.

Ключевые слова: железобетон, перекрестно-ребристые перекрытия, распределение усилий, метод конечных элементов, модель, коэффициент армирования.

Keywords: reinforced concrete, Space grid slabs, the distribution of stress, finite element method, the model, the reinforcement ratio.

Плотников Алексей Николаевич – заведующий кафедрой «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Головин Николай Григорьевич – профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» ФГБОУ ВПО «МГСУ», 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, 26; gbk@mgsu.ru; +7 (495) 287-49-14.

Plotnikov Alexey Nikolaevich — Head of the Department of constructions, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Golovin Nikolay Grigorievich - Professor of the Department of reinforced concrete and masonry structures, Moscow State University of Civil Engineering (MSUCE), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; gbk@mgsu.ru; +7 (495) 287-49-14.

Для цитирования:
Плотников А.Н. Нелинейный расчет железобетонных перекрестно-ребристых перекрытий методом конечных элементов в диапазоне соотношения жесткости / А.Н. Плотников, Н.Г. Головин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 177 – 186.

Citation:
Plotnikov A.N. Nonlinear Calculation of Reinforced Concrete Space Grid Slabs Finite Element Method Range of Ratios Rigidity / A.N. Plotnikov, N.G. Golovin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 177 – 186.

УДК 624.94.012.45

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В СОВРЕМЕННЫХ КАРКАСНЫХ СИСТЕМАХ В РАСЧЕТАХ НА СТАДИИ ЭКСПЛУАТАЦИИ И ВОЗВЕДЕНИЯ

А.Н. Плотников, А.Г. Николаева
ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

Аннотация

В статье обобщаются проблемы, связанные с расчетом многоэтажных зданий с железобетонным каркасом. Одной из проблем является различная по величине деформация колонн, диафрагм и ядер жесткости. Если это явление не учитывается в расчетной модели здания, то при эксплуатационной нагрузке отметки верха конструкций будут иметь значительные отличия и в горизонтальных элементах возникнут изгибающие моменты, превышающие моменты от

нагрузки на перекрытия. Дается анализ по величине неравномерных деформаций для наиболее распространенных конструктивных систем. Обосновывается необходимость моделирования фрагментов несущих конструкций объемными конечными элементами, отражающими структуру железобетонного элемента и характер распределения напряжений в его сечениях с учетом армирования и длительной работы бетона.

DISTRIBUTION OF EFFORT IN MODERN FRAME SYSTEM, BASED ON THE STAGE OF OPERATION AND THE ERECTION

Abstract

The article summarizes the problems associated with the calculation of multi-storey buildings with a concrete frame. One of the problems is different in magnitude deformation of columns, diaphragms and cores stiffness. If this phenomenon is not taken into account in the calculation model of the building, then the operational load level of the top structures will be significant differences in the horizontal elements arise bending moments, moments of excess load on the slab. An analysis of the largest non-uniform deformation for the most common structural systems. The necessity of modeling fragments bearing structures volume finite elements, which reflect the structure of reinforced concrete elements and the nature of the stress distribution in its cross-section with the reinforcement of concrete and long-term work.

Вопрос учёта изменения расчетной схемы и величины вертикальной нагрузки в процессе возведения здания поднимался в течение многих лет. Ряд авторов: П.Ф. Дроздов, В.Н. Байков и др. достаточно глубоко исследовали эту тему в 1970-80-ых гг. Объектом исследований этих учёных являлся сборный железобетонный каркас.

Основными несущими конструкциями каркаса являются железобетонные колонны, вертикальные связевые диафрагмы и связывающие их междуэтажные перекрытия (рис.1).

При действии горизонтальных нагрузок совместная работа разнотипных вертикальных конструкций в многоэтажном здании достигается благодаря высокой жесткости при изгибе в своей плоскости междуэтажных перекрытий, работающих как горизонтальные диафрагмы. Перекрытия также работают на кручение из плоскости, возникающее вследствие разнотипности деформаций вертикальных конструкций - рам и диафрагм.

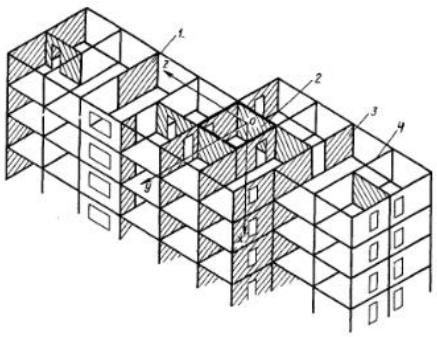


Рисунок 1 - Схема несущей системы многоэтажного здания:
1 – рамодиафрагма; 2 – ядро (ствол); 3 – диафрагма; 4- рама

В лаборатории железобетонных конструкций МИСИ было проведено исследование крутильной жесткости сборных железобетонных перекрытий, показавшее, что влияние сопротивления перекрытий кручению существенно сказывается на работе несущей системы каркасного здания. Кручение перекрытий из плоскости возникает в результате того, что при изгибе несущей системы поперечные сечения диафрагмы, поворачиваются на угол α, а ригели рам смещаются, оставаясь почти горизонтальными [1] (Рис. 2).

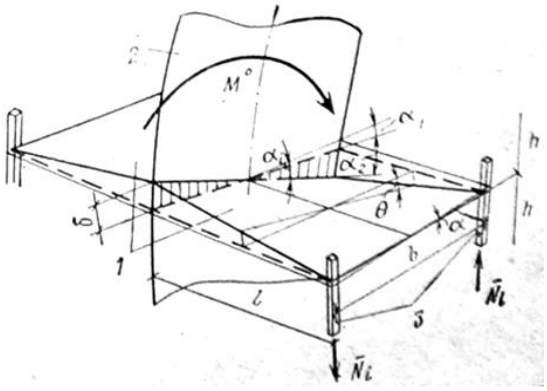


Рисунок 2 - Схема скручивания ячейки перекрытия при изгибе каркасно-связевой несущей системы: 1 – перекрытие; 2 – диафрагма; 3 – колонны (пунктиром показано недеформированное перекрытие)

В несущей системе многоэтажного здания более жесткие вертикальные конструкции оказывают поддержку менее жестким, однако степень этой поддержки зависит от податливости перекрытий.Деформированное состояние каркасных зданий с перекрытиями, податливыми в своей плоскости, характеризуется зигзагообразной формой искривления колонн (рис.3). При этом перекрытия смежных этажей перемещаются в своей плоскости в противоположных направлениях [1].

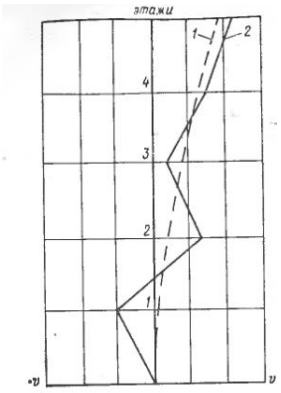


Рисунок 3 - Форма потери устойчивости модели пятиэтажного каркасного здания с торцевыми диафрагмами: 1 - диафрагмы; 2 – колонны в центре длины здания (по опытам М.Н.Швехмана)

Главную часть вертикальной нагрузки в жилых зданиях составляет собственная масса конструкций, которая возрастает постепенно по мере возведения здания. Обычно монолитное ядро жесткости возводится с опережением по отношению к

каркасной обстройке, поэтому основная часть деформаций ядра происходит до монтажа обстройки. Колонны каркаса, напротив, укорачиваются по мере их возведения и возрастания нагрузки. Разность продольных деформаций колонн и ядра приводит к соответствующему деформированию перекрытий. Каждое новое перекрытие возводится в строго горизонтальном положении после того как колонны уже ускорились под тяжестью всех нижерасположенных перекрытий. Поэтому каждое вновь возведенное перекрытие будет деформироваться только нагрузкой, создаваемой массой вышерасположенных этажей (рис.4) [1]. Особенно важно выявлять этапы возведения, при которых изменяется расчетная схема сооружения или его отдельных элементов [2].

В таких случаях расчетные схемы и нагрузки могут существенно отличаться от тех, которые будут наблюдаться в законченном сооружении. Следует также учитывать в расчетах, что масса здания возрастает в процессе возведения каждого нового этажа.

В современной практике строительства применяются сборно-монолитные каркасы с жесткими узлами «колонна – ригель» и монолитные с безбалочными перекрытиями. Эти конструктивные системы отличаются от рассматриваемых в [1,2,3]. Сегодня при проведении теоретических исследований широко применяют компьютерное моделирование с использованием специализированных программных комплексов.

В связи с этим были численно исследованы некоторые новые типы каркасов. Для опредления усилий и перемещений в элементах сборно-монолитного каркаса каркаса была применена пространственная оболочечно-стержневая модель. В расчетной модели каркаса колонны представлены стержневыми элементами общего вида, монолитные плиты перекрытий, а также плоские элементы вертикальных диафрагм жесткости - изгибно-плосконапряженными конечными элементами (элементами плоской оболочки). Сопряжение элементов колонн, диафрагм жесткости и перекрытий в расчетной модели приняты жесткими.

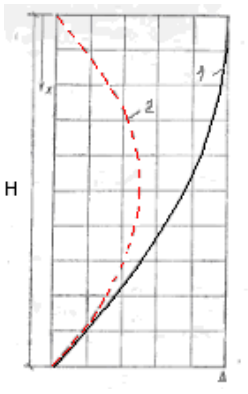


Рисунок 4 - Взаимные смещения по вертикали колонн и ядра: 1 – при загружении после возведения «невесомого» здания; 2 – при загружении по мере возведения

В процессе расчета определялся характер изменения перемещений в результате перераспределения усилий при нелинейном деформировании конструкций за счет изменения жесткостных параметров.

При проведении исследования каркаса с учетом физической нелинейности материалов с введением дополнительных параметров бетона и арматуры ригелей и колонн сначала был произведен расчет в упругой стадии и получены результаты армирования, которые использовались в нелинейном расчете.

Согласно рисунку (рис.5) уменьшение продольных усилий при учете нелинейности происходит в колоннах, сопряженных с диафрагмами жесткости. Причем наблюдается это по всей высоте здания, за исключением верхних этажей, на которых происходит уменьшение N в колоннах, свободных от диафрагм.

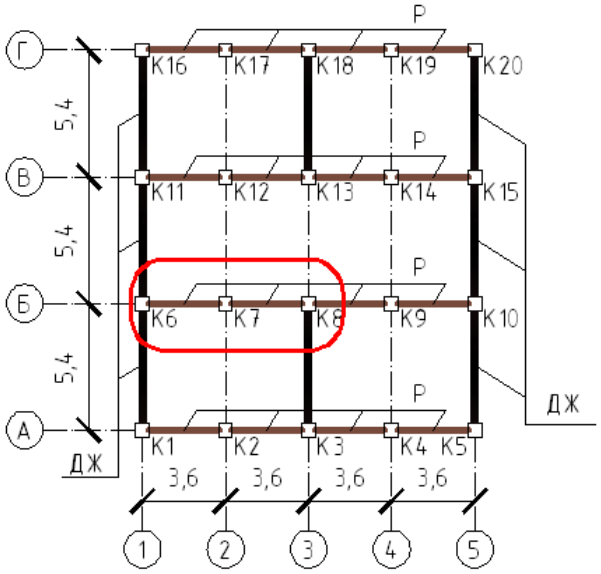


Рисунок 5 - Изображение зон изменения продольных усилий, изгибающих моментов и поперечных сил при учете нелинейных свойств материалов

При сопоставлении результатов, с результатами П.Ф.Дроздова [1], выявлен одинаковый характер зависимостей (рис.7,8).

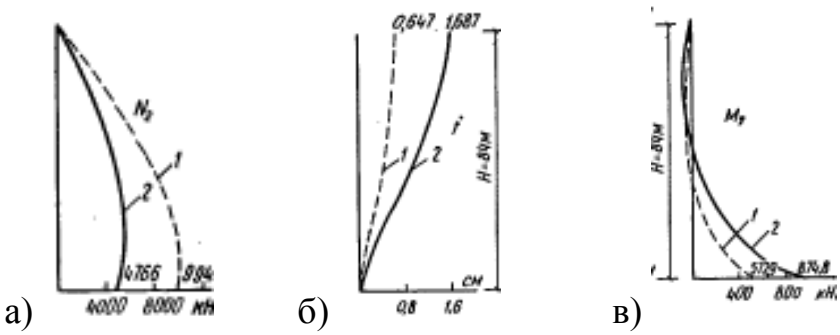


Рисунок 6 - Эпюры продольных усилий в столбах несущей системы (а), график прогибов (б) и эпюра моментов (в) (1-линейный расчет,2-нелинейный расчет) по [1].

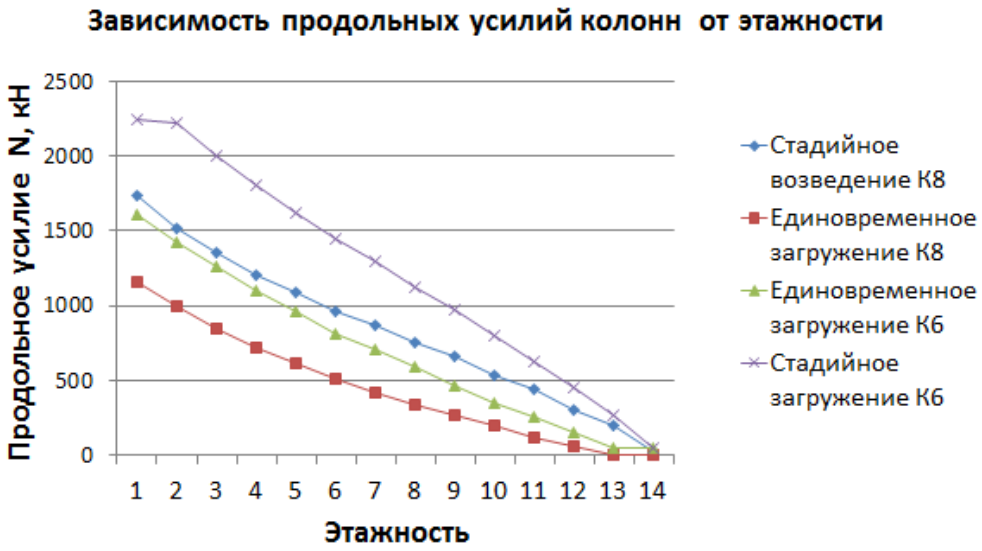


Рисунок 7 - Графики зависимости продольных усилий колонн от этажности при стадийном и единовременном загружении колонн каркаса (упругая работа материалов)

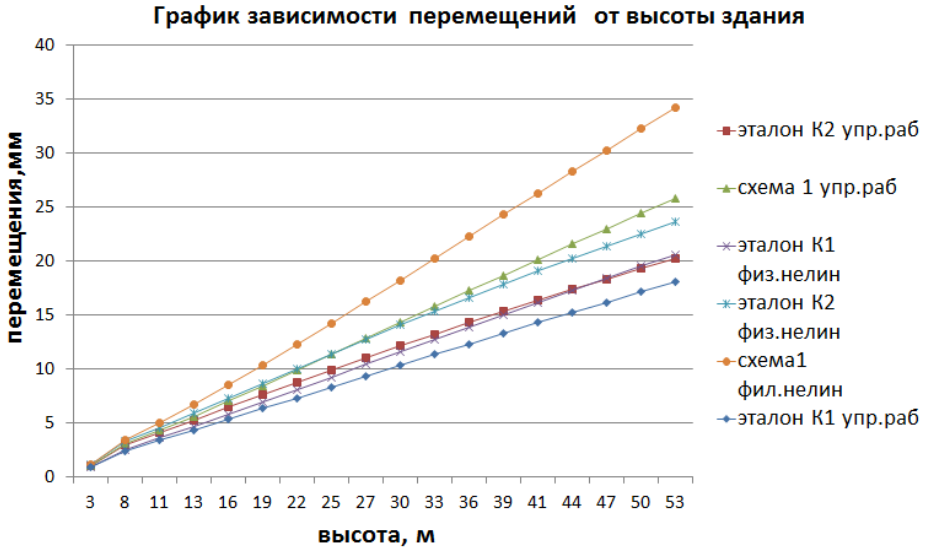


Рисунок 8 - График зависимости перемещений от высоты здания в упругой и нелинейной постановке.

В результате сравнения максимальных перемещений и продольных усилий во всех вариантах и реальных схемах (эталонах) было выяснено, что учет физической нелинейности привел к уменьшению продольных усилий и увеличению перемещений в горизонтальном направлении.

Для более точной оценки физической нелинейности предлагается корректировать жесткость вертикальных элементов по результатам моделирования стержневых элементов и узлов соединения объемными конечноэлементными моделями с последующим перенесением параметров на стержневые модели.

Одним из вопросов при проектировании монолитных железобетонных конструкций является расчет и конструирование стыков колонн с плоскими перекрытиями. С конструктивной точки зрения данные узловые сопряжения

являются «слабым местом» в каркасе здания из-за небольшой толщины плиты перекрытия и насыщенности её продольной и поперечной арматурой, при проектировании которых требуется обеспечить несущую способность, трещиностойкость и технологичность. Разработкой и исследованиями стыков колонн с перекрытиями в железобетонном безбалочном каркасе занимались многие исследователи [6,7].

Вопросам применения современных программных комплексов для решения таких задач не уделялось достаточно внимания. В нормативной документации отсутствуют методики расчёта узла стыка рассматриваемых элементов с учётом современных расчётных комплексов. Исследуемый узел также должен моделироваться при помощи объёмных конечных элементов с учётом реального расположения стержневой и жёсткой арматуры.

Анализ изополей главных напряжений [6,7] в бетоне показывает, что максимальные напряжения в бетоне, у всех расчетных моделей стыка возникает в зоне примыкания плиты к колонне. Главные сжимающие напряжения в нижних зонах стыков не достигают предельных значений, и разрушение происходит при возникновении в конечных элементах моделей предельных значений растягивающих напряжений. Разрушение стыка, при достаточной несущей способности по моменту в сечении по грани колонны, происходит в результате продавливания.

Необходимость моделирования фрагментов несущих конструкций объемными конечными элементами, отражающими структуру железобетонного элемента и характер распределения напряжений в его сечениях с учетом армирования и длительной работы бетона обосновывается тем, что моделирование позволяет визуально проследить работу фрагмента конструкции (или узла), всех его составляющих, а также оценить развитие напряжений при шаговом увеличении нагрузки.

Расчёт конструкции узла в ПК Лира-САПР 2014 на основе заложенных параметров модели позволяет оценить её деформативность: напряжения и деформации в бетоне и арматуре. Учёт физической нелинейности в работе узла осуществляется за счет присвоения элементам модели нелинейных законов деформирования для бетона – стандартного закона нелинейного деформирования из библиотеки ПК Лира, арматура – согласно [5] или специальные функции на основе испытаний элементов конструкций по деформациям.

Литература

1. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. Учебное пособие для вузов.Изд. 2-е, перераб. и доп.М., Стройиздат, 1977. – 223 с.

2. Проектирование и расчёт многоэтажных гражданских зданий и их элементов: Учеб. пособие для вузов/ П.Ф.Дроздов, М.И.Додонов, Л.Л.Паньшин, Р.Л. Паньшин, Р.Л. Саруханян / Под ред. П.Ф.Дроздова. – М.: Стройиздат, 1986. - 361 с. ил.

3. В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.: ил. - ISBN 5-274-01528-X.

4. СНиП 2.03-01-84* Бетонные и железобетонные конструкции / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 157 с.

5. СП 52-101-2003 Свод правил по проектированию и строительству. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: Госстрой России., 2003. – 17 с.

6. Самохвалова Е.О. Диссертация на соискание квалификации "магистра техники и технологии" по направлению "Строительство" Стык колонны с плоской плитой в монолитном железобетонном здании, Санкт-Петербург, 2009

7. Плясунов Е.Г. Бескапительный стык колонны и перекрытия с комбинированным армированием в монолитном железобетонном безбалочном каркасе. Автореф. на соиск. степени канд. техн. наук: 05.23.01, Красноярск, 2006.

Ключевые слова: каркас, плита, колонна, метод конечных элементов, железобетон, проектирование, конструирование, армирование

Keywords: frame, plate, column, finite element method, reinforced concrete, design, construction, reinforcement

Плотников Алексей Николаевич – заведующий кафедрой «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Николаева Анастасия Георгиевна, магистрант, ст. преподаватель кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н.Ульянова», эл. почта: nag_sf@mail.ru

Plotnikov Alexey Nikolaevich — Head of the Department of constructions, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Nikolaeva Anastasia Georgievna, undergraduate, senior Lecturer of the Department of constructions, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; nag_sf@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Для цитирования:

Плотников А.Н. Распределение усилий в современных каркасных системах в расчетах на стадии эксплуатации и возведения / А.Н. Плотников, А.Г. Николаева // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 187 – 194.

Citation:

Plotnikov A.N. Distribution of Stress in Modern Frame System, based on the Stage of Operation and the Erection / A.N. Plotnikov, A.G. Nikolaeva A.G. // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 187 - 194.

УДК 691.33

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЕТРОВЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ НА ЖК «ЛАЗУРНЫЕ НЕБЕСА» (Г. КАЗАНЬ)

И.И. Сафиуллин
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация

В статье рассматривается результаты численного моделирования ветрового воздействия на жилой комплекс «Лазурные небеса» в ПК «ANSYS FLUENT». Также рассматриваются результаты конечно-элементного анализа вариантов загружения в ПК «Лира». Определено расхождение результатов.

NUMERICAL MODELING OF WIND IMPACT TO THE LCD "AZURE HEAVEN" (KAZAN)

Abstract

Wind actions were modeling in the program complex «ANSYS FLUENT». Obtained values of Cx and Cy (mean components of static pressure) were compared with results from wind tunnel tests.

To compare the results and verify the data discrepancy, mean components of static pressure were imported in the program copmlex "Lira".

Высотное здание ЖК «Лазурные небеса», находящееся по адресу г. Казань, Пр. А. Камалеева, 1, высотой 130 м (9 м – стилобат, 121 м – консоль).

Отчет по испытаниям модели сооружения в аэродинамической трубе показал, что для здания наиболее опасны два направления («углы атаки») ветра: 6.5^0 и 96.5^0.

Моделирование производилось на ПК Intel(R) Core(TM) i7-4770K CPU @3,5 GHz; RAM total: 32 GB; HDD total: 930 GB.

3D-модель здания была создана в графическом препроцессоре Gambit 2.4.6 с разбиением на сетку с размером ячеек от 0,5 м (вокруг здания) и 2 м (для расчетной области). Размеры расчетной области подбирались так, чтобы ветровой поток, набегающий на здание и вихри, образующиеся за зданием, полностью помещались в расчетную область, не выходя за его пределы, и, таким образом, составили (в метрах): перед зданием – 650, по бокам – 390, позади здания – 2600 и высота – 650.

При выборе модели турбулентности рекомендуется соблюдать оптимальное соотношение «скорость – точность». Исходя из этого, модель SST (Shear Stress Turbulence) наиболее “универсальна” и эффективно функционирует для широкого класса сложных градиентных потоков и для поставленной задачи в качестве базовой принята именно она. Проведенное представительное тестирование на широком круге практических задач (включая сравнение с данными испытаний в аэродинамических трубах) показало достаточную точность получаемых результатов и устойчивость итерационного процесса даже при относительно грубых сетках.

Таблица 1

Параметр \ Угол атаки	6.5^0		96.5^0	
	АДТ	ЧМ	АДТ	ЧМ
C_x	0.28	0.3	0.48	0.46
C_y	0.34	0.356	-0.09	-0.1

ЧМ – численное моделирование; АДТ – аэродинамическая труба

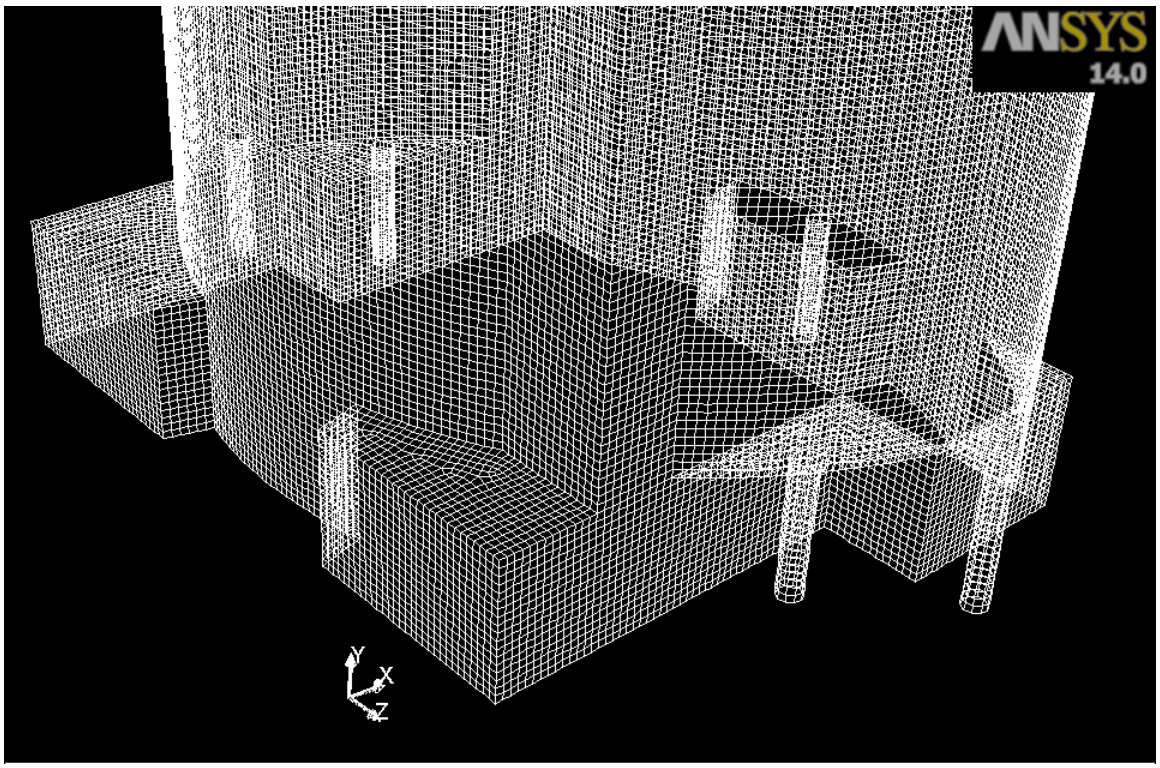


Рис. 1. Вид на стилобат здания в Gambit

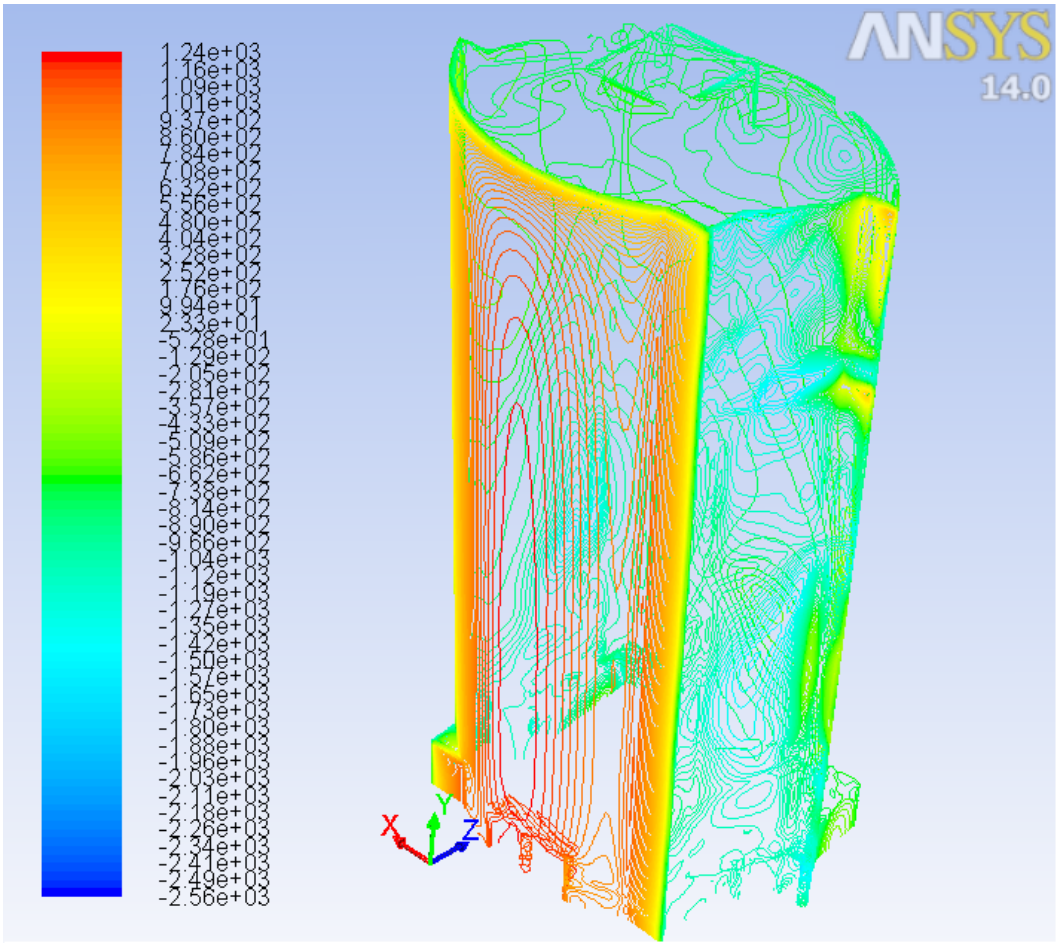


Рис. 2. Распределение давления на наветренной стороне здания (картина для угла атаки 96.5^0)

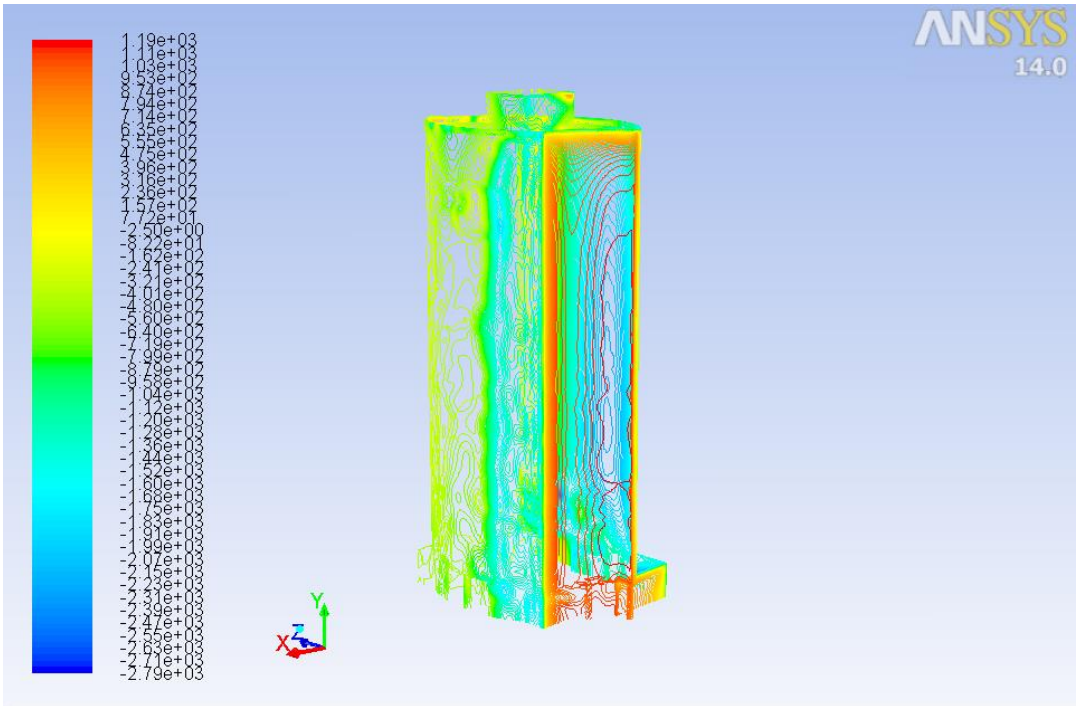


Рис. 3. Распределение давления на наветренной стороне здания (картина для угла атаки 6.5^0)

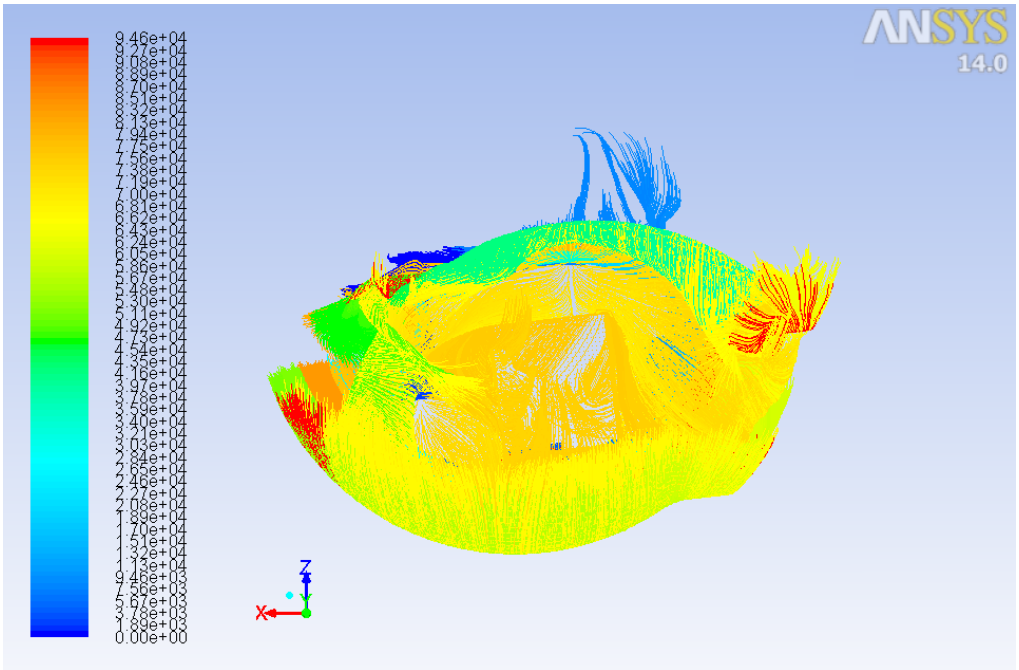


Рис. 4. Изолинии завихрений. Вид сверху (картина для угла атаки 96.5^0)

После окончания расчета (70-80 часов), полученные значения C_x и C_y средней составляющей статического давления были сравнены с данными по испытаниям в аэродинамической трубе.

Анализ показал, что расхождение результатов численного моделирования и испытаний в аэродинамической трубе составило не более 10% для максимальных значений, что, с учетом сложности модели здания, можно считать хорошим результатом.

Как видно из рисунков, давление на поверхности распределяется равномерно. Максимальное положительное давление наблюдается в срединной части

наветренной стороны здания. Максимальное отрицательное давление («отсос») наблюдается на правой боковой поверхности здания. При этом картина распределения давления схожа для большинства высотных зданий.

Данные по численному моделированию и по «продувке» в трубе импортированы в прочностной пакет программ «Лира».

Таблица 2. Результаты загружения по СНиП, результатам ЧМ и АДТ

Усилие / Способ определения нагрузок	N, кН		M_y, кН*м		Q_z, кН		M_z, кН*м		Q_y, кН		M_k, кН*м	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
СНиП												
6.5^0	-1300	1465	-2223	2592	-296	785	-700	675	-50	228	-10	10
96.5^0	-1836	1866	-1453	1939	-440	154	-238	287	-96	112	-18	14
Численное моделирование												
6.5^0	-1207	1182	-1812	1324	-549	339	-481	527	-165	39	-16	11
96.5^0	-1755	1727	-1994	1737	-155	526	-317	294	-124	91	-18	12
АДТ												
6.5^0	-1252	1226	-1790	1315	-542	344	-482	525	-165	40	-17	11
96.5^0	-1877	1846	-2079	1775	-162	538	-330	300	-130	95	-18	14

Внутренние усилия, полученные при загружении по СНиП больше внутренних усилий, полученных по экспериментальным данным (ЧМ и АДТ), в среднем, на 30%. Разница между усилиями, полученными загружением по ЧМ и АДТ, составила 5-7%.

Учитывая, что доля ветровых нагрузок составляет 15% от общего числа, применение специализированных программных комплексов и аэродинамических труб, позволяет снизить общую нагрузку на 5%.

Таким образом, результаты расчета показывают, что загружение по СНиП является завышенным, что говорит, о необходимости совершенствования нормативной документации с применением современных программных комплексов и внедрением экспериментальных данных.

Литература

1. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М., 2003.

2. Дубинский С.И. Расчеты высотных сооружений при ветровом воздействии // САПР и графика №10, 2005.

3. Гордеев В.Н., Пичугин С.Ф. // Нагрузки и воздействия на здания и сооружения. - М., ИАСВ, 2007.

Ключевые слова: высотное здание, численное моделирование, вычислительная гидрогазодинамика, ветровая нагрузка на несущие конструкции.

Keywords: high-rise building, numerical modeling, computational fluid dynamics (CFD), wind loading on the supporting elements.

Сафиуллин И.И. – студент, Казанский государственный архитектурно-строительный университет. Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д.1. E-mail: insaf.safiullin@gmail.com.

Safiullin I.I. – student, Kazan State University of Architecture and Engineering. The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1. E-mail: insaf.safiullin@gmail.com.

Для цитирования:
Сафиуллин И.И. Численное моделирование ветровых воздействий на ЖК «Лазурные небеса» (г. Казань) / И.И. Сафиуллин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 194 – 198.

Citation:
Safiulin I.I. Numerical simulation of wind effects on the LCD "Azure skies" (Kazan) / I.I. Safiulin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.194 – 198.

УДК 624.024, 624.042

УНИВЕРСАЛЬНАЯ ИНДУСТРИАЛЬНАЯ КАРКАСНАЯ СИСТЕМА СТРОИТЕЛЬСТВА (УИКСС)

Б.С. Соколов
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, Казань, Россия

Аннотация.
В статье дана краткая характеристика новой каркасной несущей системы из сборного железобетона. Показаны ее технические преимущества.

UNIVERSAL INDUSTRIAL CONSTRUCTION FRAMING SYSTEM (UIKSS)

Abstract.
In article the short characteristic of the new frame bearing system from precast concrete is given. Its technical advantages are shown.

Несущая система предназначена для строительства зданий и сооружений различного функционального назначения и этажности. По существующей классификации она относится к сборной каркасной, состоящей из колонн и плоских плит, образующих бескапительные безбалочные перекрытия. Соединения всех

элементов рекомендуется выполнять с использованием высокотехнологичных и с низкой металлоемкостью штепсельных стыков, исключающих применение закладных деталей и производство сварочных работ при монтаже конструкций.

При строительстве используются два типа стыков:

1 тип – с расположением в средней по высоте части колонн в зоне действия продольных и поперечных сил;

2 тип – в уровне перекрытий, где действуют изгибающие моменты, продольные и поперечные силы.

Штепсельные стыки состоят из скважин, расположенных в одном из стыкуемых элементов и стержней рабочей арматуры в другом, вставляемых в скважины с последующим заполнением их полости строительным раствором, они включают как минимум 6 элементов, от совместной работы которых зависит надежная работа не только стыков, но и конструктивная безопасность и эксплуатационная пригодность несущей системы.

Результаты исследований стыков 1-го типа в виде методики расчета и рекомендаций по конструированию изложены в работах [1-3 и др.].

Стыки 2-го типа использованы при создании несущей системы УИКСС, новизна которой подтверждена свидетельством на полезную модель [4]. Ее конструктивные особенности показаны на рис.1.

Монтаж несущей системы осуществляется в следующей последовательности:

- фундаментов;
- колонн с выполнением стыков соединения с фундаментом;
- надколонной плиты перекрытия;
- межколонных плит перекрытия;
- пролетных плит.

После монтажа сборных железобетонных элементов каркаса для обеспечения совместной их работы производят инъецирование скважин строительным раствором.

При производстве работ предусматривается наличие приспособлений и устройств для обеспечения требуемой точности монтажа конструкций и замоноличивания стыков между ними.

Система и ее элементы отвечают требованиям норм на проектирование зданий и сооружений любой этажности, конфигурации и функционального назначения и может быть запроектирована по разработанным методикам расчета на основе теории силового сопротивления анизотропных материалов сжатию [3].

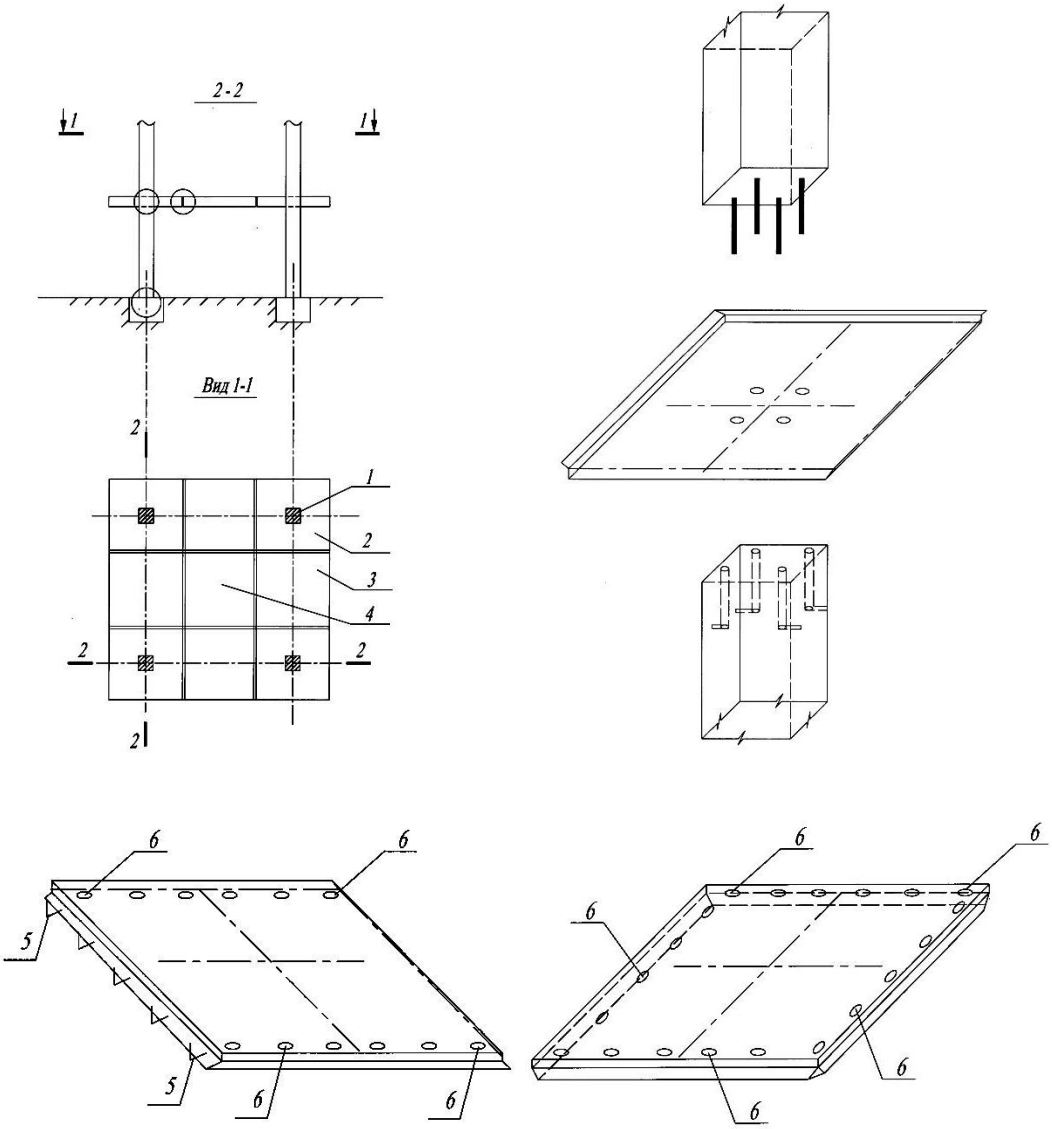


Рис.1. Фрагмент перекрытия, стыки колонн с надколонными плитами, вид пролетных и межколонных плит

Литература

1. Соколов Б.С., Латыпов Р.Р. Прочность и податливость штепсельных стыков железобетонных колонн при действии статических и сейсмических нагрузок. Монография. – М. Изд-во АСВ, 2010. 128 с.

2. Соколов Б.С., Лизунова Н.С. Экспериментально-теоретическая оценка сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн. Казань. Известия КГАСУ. №27. 2014. С.119-124.

3. Соколов Б.С. Теория силового сопротивления анизотропных материалов сжатию и ее практическое применение. – Москва: Изд-во АСВ, 2011. – 160 с.

4. Соколов Б.С. Пат. №141473 от 29 апреля 2014г. Российская Федерация. Универсальная индустриальная каркасная система строительства – Татарстан (УИКСС).

Ключевые слова: каркасная сборная система.

Keywords: skeleton team system.

Соколов Борис Сергеевич, д.т.н, проф., чл.-корр. РААСН, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций Казанского государственного архитектурно-строительного университета.

Для цитирования:
Соколов Б.С. Универсальная индустриальная каркасная система строительства (УИКСС) / Б.С. Соколов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 199 – 201.

Citation:
Sokolov B.S. Universal industrial construction framing system (UIKSS) / B.S. Sokolov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.199 - 201.

УДК 624.012.4-183.2, 624.044:539.384

К РАСЧЁТУ ЖЁСТКОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И ПЕРЕРЕЗЫВАЮЩИХ СИЛ

Б.С. Соколов, О.В. Радайкин
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация
На основе диаграмм, полученных в [2-4], предложен подход к определению изгибной и сдвиговой жёсткостей железобетонных изгибаемых элементов с учётом совместного действия изгибающих моментов и перерезывающих сил, что является развитием нормативной нелинейной деформационной модели СП 63.13330.2012.

CALCULATION OF THE STIFFNESS OF THE NORMAL SECTIONS OF REINFORCED CONCRETE FLEXURAL MEMBERS UNDER THE COMBINED ACTION OF BENDING MOMENTS AND SHEAR FORCES

Abstract
Based on the graphs obtained in [2-4], the proposed approach to the determination of Flexural and shear stiffness of reinforced concrete bending elements taking into account the joint action of bending moments and shear forces, which is the development of regulatory non-linear deformation model SP 63.13330.2012.

За последнее время широкое распространение в практике проектирования железобетонных конструкций получила нелинейная деформационная модель, которая позволяет расчёт вести по двум группам предельных состояний – по прочности, жёсткости и трещиностойкости – на основе единого подхода. При этом

напряженно-деформированное состояние конструкций можно получать на всех стадиях нагружения – от нуля вплоть до разрушения.

В российских нормах [СП 63.13330.2012, Пособие к СП 52-101-2003] расчёт железобетонных элементов допускается выполнять на основе как традиционного метода предельных состояний, так и по нелинейной деформационной модели. В первом случае прочность изгибаемых элементов в «пролёте среза» на действие поперечных сил (Q) и изгибающих моментов (M) определяют раздельно, что несмотря на экспериментально установленное взаимное влияние этих силовых факторов на НДС конструкций [1], а при определении прогибов, если отношение длины элемента к его высоте меньше 10, перерезывающие силы допускается вовсе не учитывать. В случае применения нелинейной деформационной модели силы Q не учитывают на протяжении всей работы железобетонного элемента. Однако в некоторых конструкциях, например, подкрановых балках, стропильных конструкциях с подвесным транспортным оборудованием, влияние Q может оказаться определяющим. В связи с этим возникает необходимость в совершенствовании методики расчёта прочности, жёсткости и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов с использованием нелинейной деформационной модели. Поскольку определяющим параметром этой модели является жёсткость сечений поэтому целью данной работы ставилось оценить влияние совместного действия изгибающих моментов и перерезывающих сил на жёсткость нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов.

В работе [2] жёсткость для элементов без предварительного напряжения арматуры определялась в зоне чистого изгиба с использованием трёх видов диаграмм – СП 52-01-2003, EuroCod-2 и [3]. В развитие полученных результатов выполнен расчёт жёсткости рассмотренных элементов, но с учётом действия перерезывающих сил. Для этого изгибная D_{11} и сдвиговая G_{11} составляющие жёсткости определены по мере нагружения элемента вплоть до разрушения по следующим расчётным выражениям:

$$D_{11} = \sum_{i=0}^{n-1} E_{b,i}^{\sec} I_{b,i} + E_s^{\sec} I_s + E_{sc}^{\sec} I_{sc}, \qquad (1)$$

$$G_{11} = \sum_{i=0}^{n-1} G_{b,i}^{\sec} A_{b,i}, \qquad (2)$$

где $E_b^{\sec}$, $G_b^{\sec}$ – соответственно секущие модули продольных и сдвиговых деформаций бетона; $E_s^{\sec}$, $E_{sc}^{\sec}$ – соответственно секущие модули продольных деформаций стальной арматуры при растяжении и сжатии; n – число разбиений бетонного сечения на элементарные полосы площадью A_b.

Для сокращения объёма статьи алгоритм вычисления жёсткостей (1-2) здесь не приводится. Отметим только, что с целью автоматизации расчётов он был реализован с применением ПК математического анализа MathCAD.

Для расчёта жесткостей по формулам (1-2) в качестве примера рассмотрена сечение «а-а» шарнирно опёртой балки, нагруженной двумя сосредоточенными силами, расположенными симметрично относительно середины пролёта (рис. 1): длинной l=3 м (l/h=7,5), с «пролётом среза» – a=1 м (a/h=2,5), где h – высота сечения.

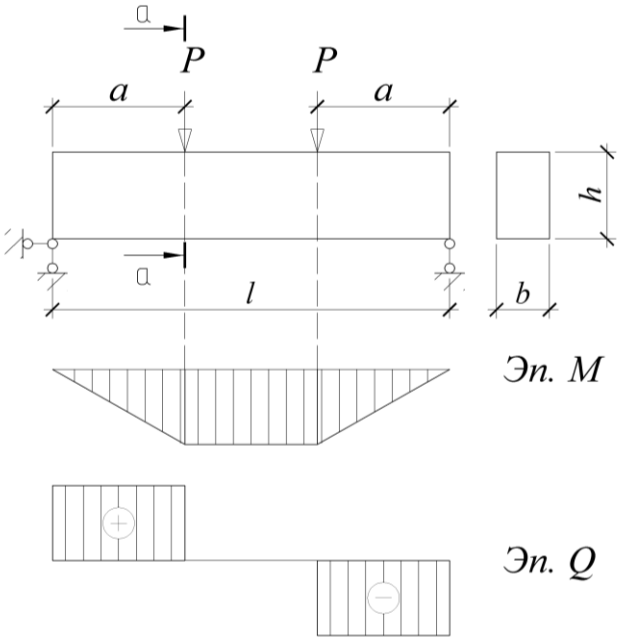


Рис.1. Схема нагружения балки

Геометрические и физические характеристики сечения балки приняты аналогичными элементу из работы [2]: bЧh=0,2Ч0,4 м, бетон В25, два различных варианта продольного армирования – 2∅18 А400 (м=0,63%) и 3∅28 А400 (м=2,31%).

На рис. 2 показы кривые изгибной и сдвиговой жёсткости балки в зависимости от нагрузки, полученные для наиболее нагруженного сечения.

Общие выводы

1. На основе диаграмм, полученных в [2-4], предложен подход к определению изгибной и сдвиговой жёсткостей железобетонных изгибаемых элементов с учётом совместного действия изгибающих моментов и перерезывающих сил, что является развитием нормативной нелинейной деформационной модели СП 63.13330.2012.

2. Расчёт балки с геометрическими и физическими характеристиками сечения аналогичными элементу из работы [2] по предложенным формулам показал, что результаты определения изгибной жесткости соответствуют ранее полученным результатам, а сдвиговая жёсткость с ростом нагрузки снижается по нелинейному закону, что обусловлено неупругими свойствами бетона и арматуры, а также развитием нормальных трещин.

3. Установлено, что в упругой стадии сдвиговая жёсткость не зависит от процента армирования (участок 1 на рис. 2,б), это отвечает принятому допущению при получении формулы (2). После появления неупругих деформаций в бетоне по мере возрастания нагрузки влияние процента продольного армирования на сдвиговую жёсткость становится заметным –до 15% для рассмотренной балки.

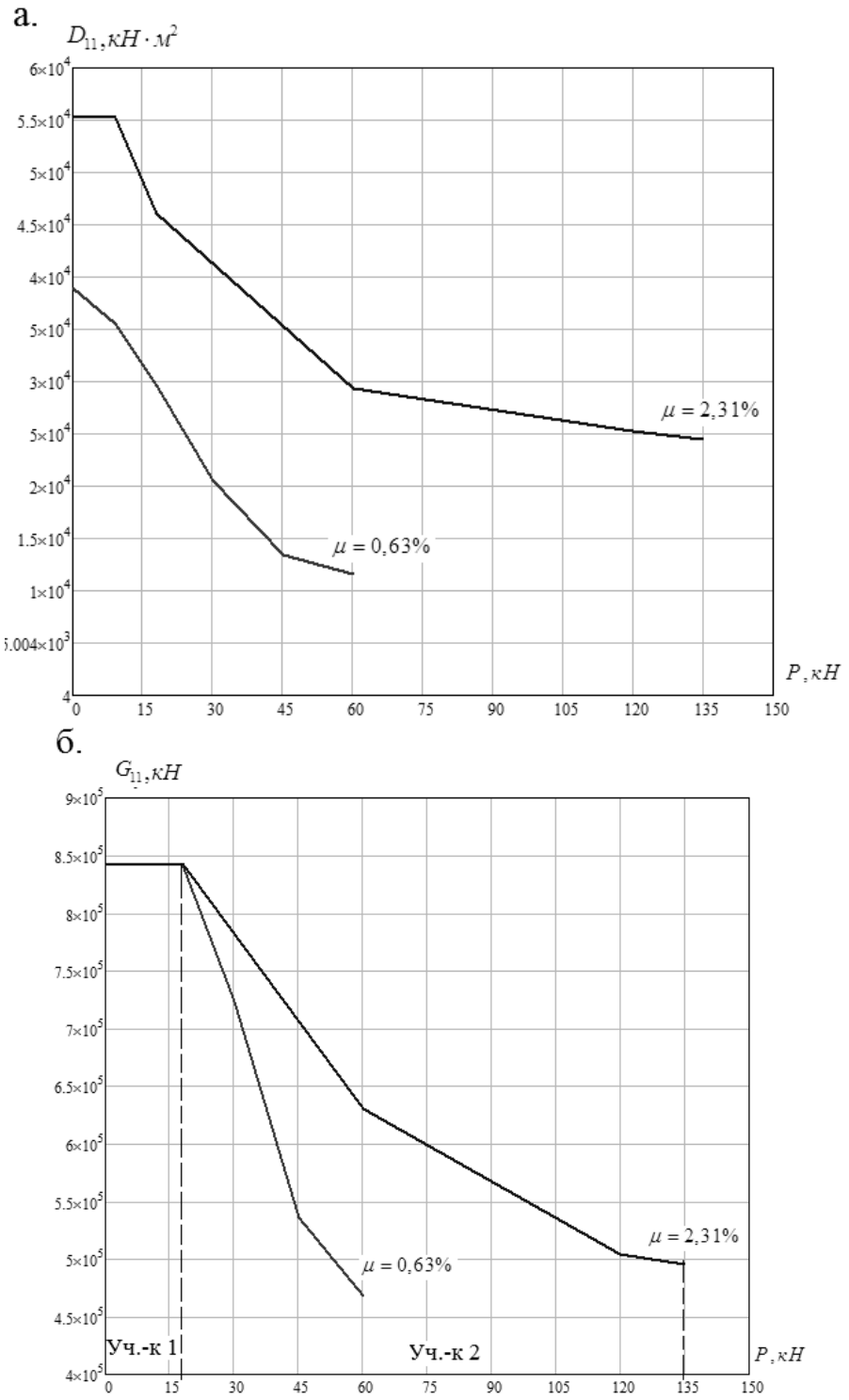


Рис. 2. Изменение изгибной (а) и сдвиговой (б) жесткости балки по мере нагружения

Литература

1. Залесов А.С. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория и новые методы расчёта прочности: дис. доктора техн. наук / М.: НИИЖБ, 1979. – 358 с.

2. Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радайкин О.В. К определению деформаций изгибаемых железобетонных элементов с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры // Журнал «Строительство и реконструкция». – Орёл: Изд. ОГТУ, 2012, № 2. – С.11-20.

3. Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радайкин О.В. Анализ и совершенствование криволинейных диаграмм деформирования бетона для расчета железобетонных конструкций по деформационной модели // Журнал Промышленное и гражданское строительство. – М., 2013, №1. – С. 25-27.

4. Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радайкин О.В. Совершенствование методики расчета изгибаемых железобетонных элементов без предварительного напряжения по образованию нормальных трещин // Журнал Строительные материалы. – М., 2013, №6. – С. 54-55.

Ключевые слова: железобетон, пролёт среза, перерезывающая сила, жёсткость

Keywords: reinforced concrete, flying shear, shear strength, stiffness

Соколов Борис Сергеевич – член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующих кафедрой ЖБиКК КГАСУ, тел. 8(843)-510-47-05. E-mail: sokolov@kgasu.ru

Радайкин Олег Валерьевич – кандидат технических наук, старший преподаватель кафедры ЖБиКК КГАСУ, тел. +79172710023.E-mail: olegxxii@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, 1

Sokolov B.S. – corresponding member of RAASN, doctor of technical Sciences, Professor, heads of GBICC Department of KGASU. E-mail: sokolov@kgasu.ru

Radaikin O.V. – candidate of technical sciences, senior lecturer. E-mail: olegxxii@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

Для цитирования:

Соколов Б.С. К расчёту жёсткости нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов при совместном действии изгибающих моментов и перерезывающих сил / Б.С. Соколов, О.В. Радайкин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 201 – 205.

Citation:

Sokolov B.S. Calculation of the stiffness of the normal sections of reinforced concrete flexural members under the combined action of bending moments and shear forces / B.S. Sokolov, O.V. Radaikin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 201 - 205.

УДК 624.078

КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО - ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ШТЕПСЕЛЬНЫХ СТЫКОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ВТОРОГО ТИПА

Б.С. Соколов
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия
Е.О. Трошков
Поволжский государственный технологический университет, г. Йошкар- Ола, Россия

Аннотация.
Исследования посвящены изучению напряженно-деформированного состояния штепсельных стыков второго типа, расположенных в зоне действия продольных и поперечных сил, а также изгибающих моментов. Проведены численные исследования соединений первого вида. Получены данные, которые могут быть положены в основу методики расчета соединения по прочности и податливости.

COMPUTER SIMULATION OF STRESS - STRAIN STATE OF THE SECOND TYPE OF CONCRETE COLUMN BULLET CONNECTIONS

Abstract.
Research is devoted to the study of stress-strain state of the second type of bullet connections, which are located in the area of the longitudinal and transverse forces and bending moments. The data that can be used as a basis for the method of calculating the strength and ductility, as well as the optimization of physical experiments was received.

Исследования посвящены изучению напряженно-деформированного состояния (НДС) штепсельных стыков второго типа [1], расположенных в зоне действия продольных и поперечных сил, а также изгибающих моментов.

При создании как минимум двухэтажной, двухпролетной схемы здания с безбалочными бескапительными перекрытиями [2] можно выделить 3 вида стыков, различающихся расположением в составе перекрытия и действующими в них внутренними усилиями (рис. 1):

1. Расположенные в средней части перекрытия, где действуют сжимающие усилия со случайным эксцентриситетом;
2. Соединяющие плиты с колоннами крайнего ряда, воспринимающие сжимающие усилия, поперечные силы и изгибающие моменты;
3. Находящиеся в углу перекрытия, где помимо продольных, поперечных сил и изгибающих моментов могут возникать крутящие моменты.

Таким образом, необходимо изучение работы исследуемого штепсельного соединения в условиях всех трех видов напряженно-деформированного состояния для составления методики расчета по прочности и податливости.

Для компьютерного моделирования выбран ПК «ЛИРА-САПР» 2013 R3, реализующий метод конечных элементов (МКЭ).

Исследования соединений первого вида проводятся на 2 типа воздействий:

1. Монтажная стадия – действие вертикальных сжимающих усилий на колонну (образцы с индексом ЦСМ);

2. Эксплуатационная стадия – вертикальные нагрузки передаются на плиту перекрытия и колонну (образцы с индексом ЦСЭ).

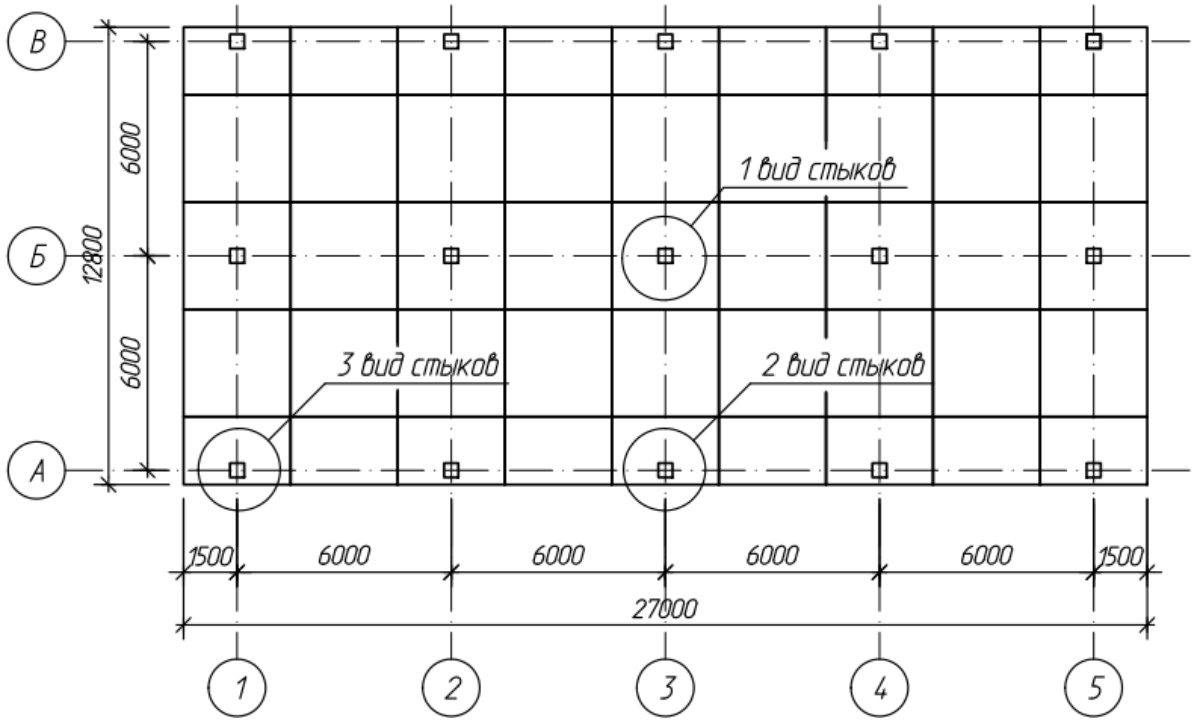


Рис.1 Виды штепсельных стыков по силовому воздействию

Информационная схема численных исследований соединений первого вида представлена на рис.2. Поставленные задачи и характеристики изучаемых образцов отображены в табл.1 и 2 соответственно.

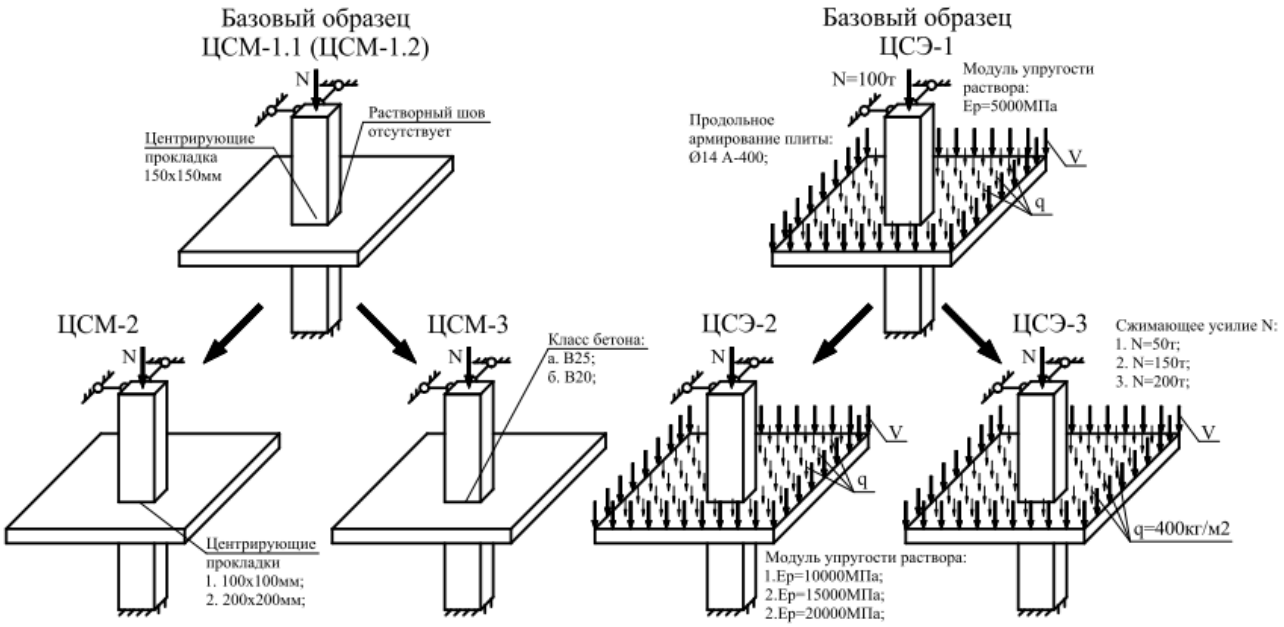


Рис.2 Информационная схема численных исследований штепсельных стыков первого вида

Первоочередной задачей являлось определение закона деформирования бетона, наиболее точно отражающего работу разработанного штепсельного узла «плита-колонна» под нагрузкой. Базовый образец ЦСМ-1.1 был смоделирован с учетом нелинейной работы бетона по 3-х линейной диаграмме согласно СП 63.13330.2012, жесткость образца ЦСМ-1.2 задана законом деформирования Г.А. Гениева [3].

Геометрические размеры элементов узла приняты в соответствии с реальными размерами конструкций. Поперечное сечение колонны - 400×400 мм, толщина плиты перекрытия 160 мм. Величина свеса плиты принята равной 1000 мм.

Таблица 1.

К информационной схеме (рис.2) численных исследований штепсельных стыков первого вида

Марка образца	Задачи исследований
Монтажная стадия	
Базовый образец	1. Анализ распределения напряжений при использовании разных законов моделировании бетона, изменении размеров центрирующих прокладок и класса бетона; 2. Сравнение разрушающей нагрузки $N_{разр}$ при варьировании параметрами; 3. Выявление характера распределения напряжений при повышении нагрузки от “0” до разрушающей; 4.Получение данных для оптимизации размеров центрирующей прокладки;
ЦСМ-2 (Размер центрирующей прокладки)	
ЦСМ-3 (Класс бетона)	
Эксплуатационная стадия	
Базовый образец ЦСЭ-1	1. Определение характера распределения напряжений в плите перекрытия и колоннах для эксплуатационной стадии; 2. Сравнение разрушающей нагрузки $N_{разр}$ при варьировании параметрами; 3. Влияние физико-механических свойств раствора на деформативность, 4. Оценка осевой податливости соединения в зависимости от сжимающего усилия в колонне;
ЦСЭ-2 (Модуль упругости раствора)	
ЦСЭ-3 (Сжимающее усилие в колонне)	

Эксперимент произведен с учетом физической нелинейности материалов. Для моделирования бетона и раствора образцов используются изопараметрические конечные элементы КЭ-236 и КЭ-234, для армирования использованы КЭ-410. Жесткость бетонных элементов и элементов раствора инъектирования задается либо по закону деформирования Гениева Г.А., либо 3-х линейной диаграммой. Жесткость арматуры - диаграммой Прандтля в соответствии с СП 63.13330.2012. Конечно-элементная модель образца ЦСМ-1.2 (сечение по оси колонны) после разрушения представлена на рис.3.

Результаты проведенных исследований позволили получить следующие выводы:

1. Моделирование бетона с использованием диаграммы деформирования Гениева Г.А. отражает работу конструкций под нагрузкой. Под областью передачи нагрузки в колоннах возникает зона трехосного сжатия в виде «клиньев»(рис.4), что согласуется с теорией силового сопротивления анизотропных материалов сжатию [4, 5];

2. Прочность контактной зоны верхней и нижней колонны можно определять по методике, предложенной Соколовым Б.С. и Латыповым Р.Р. [5];

Таблица 2. Характеристики исследуемых образцов

№ образца	Характеристики образцов
Базовый образец	1. Класс бетона по прочности: В30; 2. Модуль упругости раствора: раствор исключен (монтажная стадия) 3. Продольная арматура колонны: 4Ø20 А-400, As_1=12,57см2; 4. Хомуты Ø6 А-240: s=150мм; 5. Толщина растворных швов: t=10мм; 6. Продольное армирование плиты перекрытия: Ø14 А-400; 7. Размеры центрирующих прокладок: 150×150×10мм; 8. Диаметр стержней поперечной арматуры плиты: Ø6 А-400;
ЦСМ-2	Размеры центрирующих прокладок: а) 100×100мм; б) 200×200мм;
ЦСМ-3	Класс бетона по прочности: а) В25; б) В20;
Базовый образец	1. Класс бетона по прочности: В30; 2. Модуль упругости раствора: $E_p=5\times10^3$МПа; 3. Продольная арматура колонны: 4Ø20 А-400, As_1=12,57см2; 4. Хомуты Ø6 А-240: s=150мм; 5. Толщина растворных швов: t=10мм; 6. Продольное армирование плиты перекрытия: Ø14 А-400; 7. Размеры центрирующих прокладок: 100×100×10мм; 8. Диаметр стержней поперечной арматуры плиты: Ø6 А-400;
ЦСЭ-2	Модуль упругости раствора: а) $E_p=10\times10^3$МПа; б) $E_p=15\times10^3$МПа; в) $E_p=20\times10^3$МПа;
ЦСЭ-3	Сжимающее усилие в колонне: а) N=50т; б) N=150т; в) N=200т;

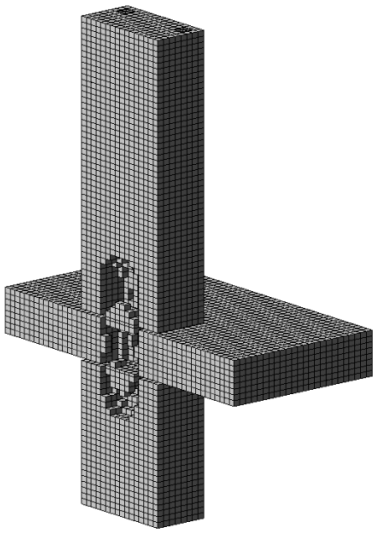


Рис. 3. Образец ЦСМ-1.2 после разрушения

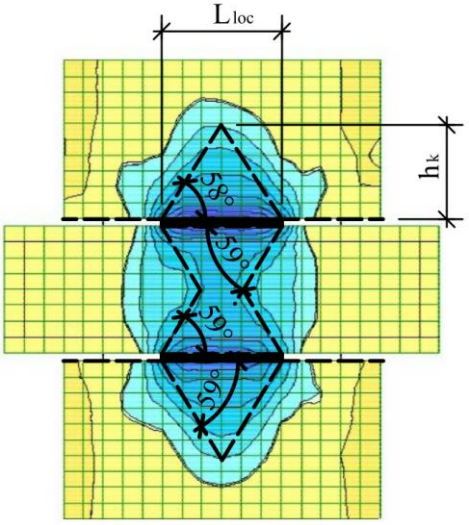
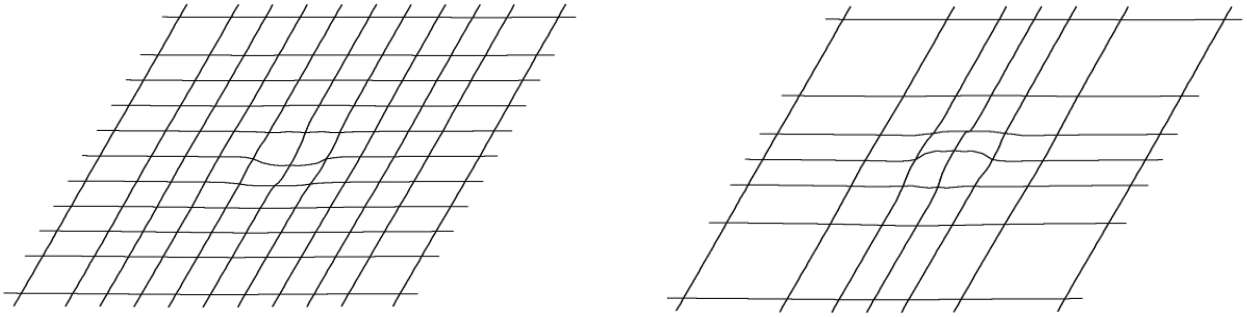


Рис.4 Изополя главных напряжений σ_1 в образце ЦСМ-1.2 при разрушающей нагрузке

3. Поля напряжений в плите перекрытия представляют собой сходящиеся клинья с шириной основания, равной L_{loc} (размер центрирующей прокладки). Анализ показал, что угол наклона клиньев при варьировании параметров соответствует углу, возникающему в колоннах, и может быть определен по выражению из [5]:

$$\alpha = arctg\left(0{,}25 \cdot \frac{R_{b,n}}{R_{bt,n}} - 1{,}56\right); \quad 53° \leq \alpha \leq 77°$$

4. Необходимо составление методики расчета плиты перекрытия на сжатие при действии местных монтажных нагрузок на основе теории силового сопротивления анизотропных материалов сжатию с учетом влияния «нагельного эффекта», возникающего в продольных стержнях армирования плиты (рис.5) и конструктивных особенностей штепсельного стыка;



а) б)

Рис.5 Деформированная схема верхнего (а) и нижнего (б) армирования плиты перекрытия

5. В монтажной стадии на плиту перекрытия действуют небольшие по величине сжимающие нагрузки со стороны колонны, поэтому размеры центрирующей прокладки можно сократить до 100×100мм, что сократит металлоемкость и повысит экономичность соединения без ущерба прочности;

6. В эксплуатационной стадии разрушение соединения первого вида происходит от продавливания, либо по нормальному сечению плиты перекрытия от превышения предела текучести продольного армирования (рис. 6, 7). Данные вопросы изучены достаточно широко и в проводимых исследованиях не рассматривается;

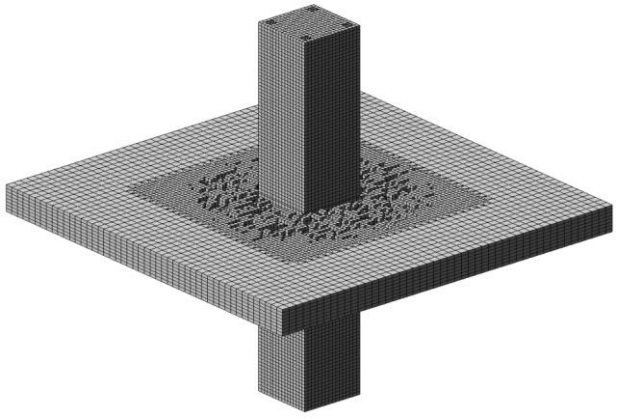


Рис.6 Схема разрушения соединения в эксплуатационной стадии

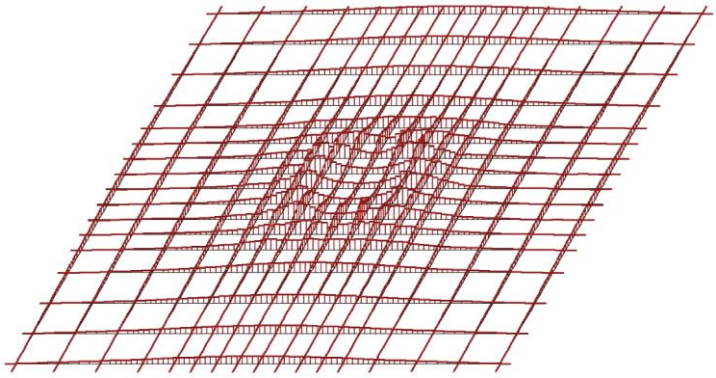
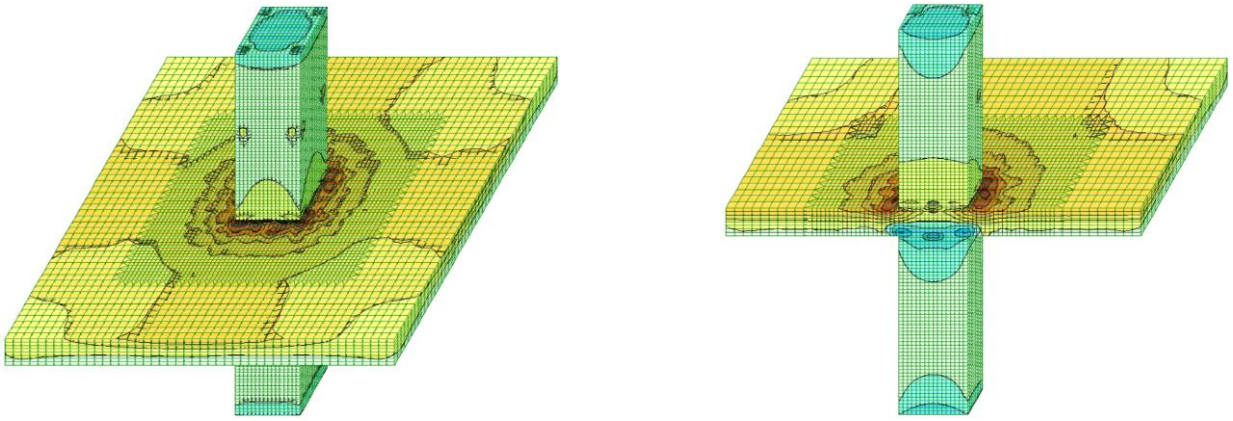


Рис.7 Эпюры продольных сил «N» в верхнем армировании плиты перекрытия

7. Проверка прочности контактной зоны нижней колонны на сжатие в эксплуатационной стадии возможна по методике [5]. Проверка прочности верхней колонны не требуется по причине возникновения растягивающих напряжений, передающихся с плиты перекрытия (рис.8,б);

8. Значение осевой податливости зависит от деформативности двух горизонтальных растворных швов, плиты перекрытия, оголовка нижней и основания верхней колонны. С учетом полученных данных возможна разработка методики определения осевой податливости на основе [5];

9. Полученные данные могут быть положены в основу методики расчета и оптимизации физических экспериментов.



а) б)

Рис.8 Изополя главных напряжений σ_1 в эксплуатационной стадии а) общий вид соединения б) сечение по центру колонны.

Литература

1. Узел соединения колонн и плиты перекрытия : пат. 123033 Российская Федерация: МПК E04B1/38 / Соколов Б.С., Лизунова Н.С. ; заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВПО «КГАСУ» (RU); заявл. 10.07.2012; опубл. 20.12.2012.

2. Соколов Б.С. Сравнение результатов статического расчета железобетонной каркасной несущей системы здания с безбалочными бескапительными перекрытиями, полученных по разным методикам / Б.С. Соколов, Е.О. Трошков // Известия КГАСУ, 2014, №3 (29). – С.82-87.

3. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. / М., Стройиздат, 1974. 316с.

4. Соколов Б.С. Теория силового сопротивления анизотропных материалов сжатию и её практическое применение – М.: АСВ, 2011. – 160 с.

5. Соколов Б.С. Прочность и податливость штепсельных стыков железобетонных колонн при действии статических и сейсмических нагрузок: Монография / Б. С. Соколов, Р.Р. Латыпов / М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2010. 128с.

Ключевые слова: штепсельные стыки, безбалочные перекрытия, компьютерное моделирование.

Keywords: bullet connection, flat slab floor system, computer modeling.

Соколов Борис Сергеевич - доктор технических наук, профессор, чл.-корр. РААСН, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, ФГОУ ВПО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет», e-mail sokolov@ksaba.ru

Трошков Евгений Олегович - аспирант, ФГБОУ ВПО «Поволжский государственный технический университет», e-mail troshkoveo@mail.ru.

Sokolov Boris, doctor of technical sciences, professor, department chairman of reinforced concrete and masonry structures, Federal State Budgetary Educational Institution of Higher Professional Education «Kazan State Architectural and Construction University», e-mail sokolov@ksaba.ru

Troshkov Evgeniy, graduate, Federal State, Budgetary Educational Institution of Higher Professional Education «Volga State Technological University», e-mail troshkoveo@mail.ru.

Для цитирования:

Соколов Б.С. Компьютерное моделирование напряженно - деформированного состояния штепсельных стыков железобетонных колонн второго типа / Б.С. Соколов, Е.О. Трошков // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 206 – 212.

Citation:

Sokolov B.S. Computer simulation of stress - strain state of the second type of concrete column bullet connections / B.S. Sokolov, E.O. Troshkov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 206 - 212.

УДК 9624.012

ИЗУЧЕНИЕ РАБОТЫ ПЛОСКИХ ПЛИТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ЧИСЛЕННОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

А.З. Сокуров, А.Н. Болгов

ОАО «НИЦ «Строительство», НИИЖБ им А.А. Гвоздева, г. Москва, Россия

Аннотация

В статье приведены результаты численного эксперимента с использованием отлаженных ранее численных моделей, отладка которых выполнялась на основе сравнения результатов натурных экспериментов и результатов расчетов моделей. Для численного исследования был выбран метод конечных элементов, реализованный в расчетном комплексе SIMULIA/ABAQUS 6.12-1. В качестве модели деформирования бетона использовалась модель с накоплением повреждений (Damaged Plasticity Model), позволяющая учитывать псевдо пластическое поведение бетона при нагружении, а также решатель Abaqus/Explicit.

STUDY OF THE FLAT PLATES BURSTING ON THE RESULTS OF THE NUMERICAL EXPERIMENT

Abstract

The paper presents the results of numerical experiments using a previously -established numerical models that perform debugging based on a comparison of the results of field experiments and the results of model calculations. For the numerical study was chosen finite element method, implemented in the

calculated complex SIMULIA / ABAQUS 6.12-1. As a model for the deformation of the concrete model is used with the accumulation of damage (Damaged Plasticity Model), allowing to take into account the pseudo plastic behavior of concrete under load, as well as solver Abaqus / Explicit.

Программа эксперимента:

Ранее была разработана конечно-элементная модель узла сопряжения плиты перекрытия с колонной [1]. Параметры модели были отлажены по результатам сопоставления результатов натурных экспериментов и результатов расчетов.

Для изучения влияния различных факторов на работу плоских железобетонных плит на продавливание был выполнен численный эксперимент с использованием разработанной модели. Для этого были выбраны основные параметры, влияющие на прочность плит на продавливание. Наименование параметров и диапазон их изменения, принятый в исследовании, приведен в таблице 1.

Численный эксперимент выполнялся на конечно – элементных моделях опытных образцов, испытанных ранее автором [1] и другими исследователями [2]. Для расчета была использована программа Abaqus.

Создание моделей осуществлялось с учетом особенностей нагружения, закрепления, армирования. Проводились предварительные расчеты для принятия сетки и шага разбиения, которые определяют сходимость численного решения. Согласно этим условиям, наименьший шаг разбиения составил 7 мм. Сетка, принятая в работе, соответствует параметру «качества», определяющему точность решения. При моделировании бетона, опор и анкерных головок поперечных стержней применялись твердотельные КЭ C3D8(R) (An 8-node linear brick, reduced integration). КЭ C3D8 имеет интеграции узлов только в углах и линейную интерполяцию в каждом направлении. Твердотельный элемент C3D8 является наиболее общим элементом, принятым в соответствии с его быстрым решением и хорошей точностью. Продольная арматура в плитах и колоннах моделировалась с помощью стержневых КЭ B31 (A 2-node linear beam in space).

Таблица 1. Исследуемые параметры

№	Варьируемые параметры			Образцы	
п/п	Параметры	Обозначение	Диапазон	Количество	Серии
1	Коэффициент поперечного армирования	ρ_{sw}	$0.03 \le \rho_{sw} \le 0.87$	9	M
2	Предварительное напряжение поперечной арматуры	R_{press}	$0.25 \cdot R_{sw} \le R_{press} \le 0.75 \cdot R_{sw}$	3	PR
3	Шаг поперечной арматурой	s	$0.3 \cdot h_0 \le s \le 2 \cdot h_0$	10	S
4	Предел текучести поперечной арматуры	R_{sw}	$100МПа \le R_{sw} \le 745МПа$	3	R
5	Дополнительная нагрузка от верхней колонны	P^{col}	$0.5 \cdot F^{ult} \le P^{col} \le 0.9 \cdot F^{ult}$	3	PC

Для моделирования совместной работы продольной арматуры и бетона использовалась команда «встраивание» “embedded”. Это простое и достаточно

точное решение для моделирование арматуры в железобетонных плитах. Команда «встраивание» может применяться для встраивания одного или группы встраиваемых элементов в «принимающий» твердотельный элемент, в котором используется реакция для ограничения поступательных степеней свободы встроенных узлов.

Поперечная арматура для решения задачи в явном решателе Abaqus/Explicit моделировалась с помощью специальных разъемов – коннекторов [3]. Преднапряжение поперечной арматуры при усилении плиты на продавливание моделировалось с помощью «силы в разъеме». Необходимая сила в разъемах, соответствующая силе преднапряжения, определялась методом подбора в предварительных расчетах.

Нагружение модели производилось монотонно возрастающей распределенной нагрузкой на нижнюю грань колонны. Статический характер нагрузки (квазистатичное нагружение) в динамическом решателе определялось из условия минимизации кинетической энергии. Также для снижения энергии в общей работе использовался инструмент искусственного «утяжеления» модели (mass scaling), а параметр «Target Time Increment» принимался равным 0.0005.

В целях сокращения времени расчета моделировалась только ¼ часть образца – для образцов, моделирующих промежуточные колонны, и ½ часть образца – для образцов, моделирующих крайние колонны. Граничные условия образца задавались при помощи осесимметричных ограничений. Также между опорами и плитой опытных образцов моделировались контакты для более реального воссоздания эксперимента.

При численном анализе результатов расчета в качестве критерия разрушения модели на продавливание была принята максимальная суммарная реакция в опорах от продавливающей силы. Общий вид численной КЭ модели образца приведён на рисунке 1.

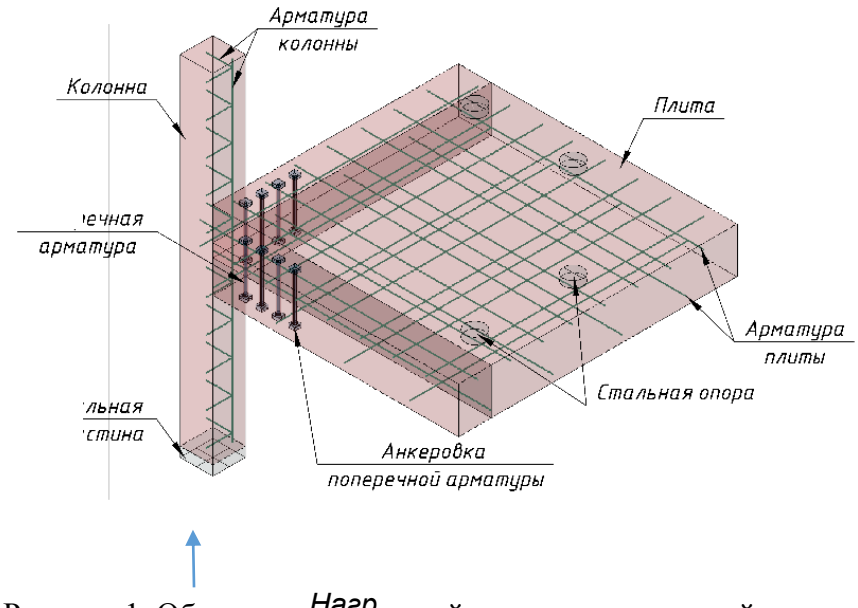


Рисунок 1. Общий вид численной конечно-элементной модели образца

Параметры принятых для исследование моделей представлены в таблице 2.

Таблица 2.

Нумерация		Геометрия модели				Бетон		Продольное армирование плиты								Поперечное армирование									Разрушение	
		плита		колонна																						
Текущий номер	Маркировка образца	Размеры в плане	Толщина плиты	Форма колонны	Размеры поперечного сечения	Прочность бетона на сжатие (кубиковая)	Модуль упругости бетона	Рабочая высота плиты	Диаметр верхней арматуры	Диаметр нижней арматуры	Процент армирования (верхняя арматура)	Шаг верхней арматуры	Шаг нижней арматуры	Предел текучести	Модуль упругости	Диаметр стержня	Процент армирования (в сечении)	Предел текучести	Модуль упругости	Вид поперечного армирования	Количество стержней в ряду	Количество стержней в луче	Расстояние 1-го ряда от грани колонны	Шаг стержней	Разрушающая нагрузка	Тип разрушения
Обозн.		l	h	-	a	R_{bm}	E_c	h_0	d_s	d_{s2}	ρ_s	s1	s2	R_s	E_s	d_{sw}	ρ_{sw}	R_{sw}	E_{sw}		n_t	n_r	s_0	s	F^{ult}	-
ед.изм.		мм	мм	-	мм	МПа	ГПа	мм	мм	мм	%	мм	мм	МПа	ГПа	мм	%	МПа	ГПа		шт	шт	мм	мм	кН	-
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
1	M0	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	-	-	-		-	-	-			318	PS
2	M2	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	2	0.04%	745	210	НА	8	7	50	50	389	PS
3	M3	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	3	0.08%	745	210	НА	8	7	50	50	435	PS
4	M4	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	4	0.14%	745	210	НА	8	7	50	50	446	PS
5	M5	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	7	50	50	485	PS
6	M6	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	6	0.31%	745	210	НА	8	7	50	50	544	PC
7	M7	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	7	0.43%	745	210	НА	8	7	50	50	577	PC
8	M8	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	8	0.56%	745	210	НА	8	7	50	50	585	PC
9	M10	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	10	0.87%	745	210	НА	8	7	50	50	600	PC
10	PR-1	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	6.82	0.87%	400	210	НА	8	7	50	50	477	PC
11	PR-2	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	6.82	0.87%	400	210	НА	8	7	50	50	490	PC
12	PR-3	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	6.82	0.87%	400	210	НА	8	7	50	50	499	PC

Продолжение таблицы 2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
13	R200	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	9.65	0.81%	200	210	НА	8	7	50	50	486	РС
14	R400	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	6.82	0.40%	400	210	НА	8	7	50	50	489	РС
15	R745	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	7	50	50	486	РС
16	S0	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	-	-	-		-	-	-			318	PS
17	S-0.3	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	7	34.5	34.5	548	PS
18	S-0.5	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	7	57.5	57.5	474	PS
19	S-0.75	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	7	86.3	86.3	457	PS
20	S-1	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	5	115	115	426	РС
21	S-1.5	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	3	172.5	172.5	401	РС
22	S-1.75	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	3	201.3	201.3	401	РС
23	S0-0.5	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	3	57.5	34.5	482	PS
25	S0-1	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	3	115	34.5	410	РС
26	S-2	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	3	230	34.5	380	РС
27	PC-0	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	3	57.5	34.5	482	PS
28	PC-3	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	3	57.5	34.5	482	PS
29	PC-5	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	3	57.5	34.5	482	PS
30	PC-10	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	3	57.5	34.5	482	PS
31	PC-15	1700	140	кв	200	37.3	32.5	115	12	12	0.8%	100	200	596	200	5	0.22%	745	210	НА	8	3	57.5	34.5	502	PS

Примечания:
PS - Разрушения в зоне поперечного армирования
РС - Разрушение по грани колонны
НА - Расположение поперечных стержней только в ортогональных направлениях.

Влияние коэффициента поперечного армирования:

Исследование влияние количества поперечного армирования арматуры усиления (коэффициента поперечного армирования) на несущую способность при продавливании выполнялось на девяти КЭ моделях, моделирующих сопряжение плиты с промежуточной колонной. Все основные влияющие параметры на работу плит при продавливании – прочность бетона, геометрические размеры, продольное армирование плиты и т.д., за исключением количества поперечного армирования, сохранялись постоянными.

В исследовании под коэффициентом поперечного армирования (μsw) принимается отношение площади поперечной арматуры (Asw), попадающей в пирамиду продавливания, к площади бетона расчетного поперечного сечения (Ab). При этом размер пирамиды и угол наклона ее боковых граней принимались в соответствии с СП 63.13330.2012.

Изменение количества поперечного армирования достигалось изменением площади арматуры усиления при сохранении геометрических параметров расположения стержней и предела текучести поперечной арматуры. Процент поперечного армирования (μsw) варьировался в диапазоне от 0 до 0,87%.

Результатами расчета являлись: прогиб в середине плиты, напряжения в поперечной и продольной арматуре, характер трещинообразования и разрушающая нагрузка образцов.

Расположение поперечного армирование принималось в форме креста. Шаг поперечных стержней составлял s=50 мм (0.43·h0).

Вклад бетона Fb в общую несущую способность на продавливание Fult принимался равным прочности эталонного образца, без поперечной арматуры. Вклад поперечной арматуры Fsw в несущую способность принимался равным разнице продавливающей силы модели с поперечной арматурой и эталонного образца.

Величины разрушающих нагрузок для численных моделей в зависимости от коэффициента поперечного армирования приведены в таблице 3, а графики прогибов образцов приведены на рис. 2.

Таблица 3. Результаты расчета

Образцы	μ_{sw} [%]	F_b [kH]	F_{sw} [kH]	F_{ult} [kH]	F_{sw}/F_b	F_{ult}/F_b
M0	0	318	–	318	0.22	1.00
M2	0.04	"	71	389	0.37	1.22
M3	0.08	"	117	435	0.40	1.37
M4	0.14	"	128	446	0.53	1.40
M5	0.22	"	167	485	0.71	1.53
M6	0.31	"	226	544	0.81	1.71
M7	0.43	"	259	577	0.84	1.81
M8	0.56	"	267	585	0.89	1.84
M10	0.87	"	282	600	0.22	1.89

Из таблицы 3 следует, что с ростом процента поперечного армирования несущая способность возрастает, при этом, как следует из графика на рисунке 2 -

значительно возрастают и деформации образцов в предельной стадии (до 2,6 раза). Зависимость вклада поперечной арматуры в несущую способность плит от относительного коэффициента поперечного армирования приведена на рисунке 3.

Из рисунка 3 следует, что с увеличением коэффициента поперечного армирования повышается вклад поперечной арматуры в общую несущую способность на продавливание. Влияние зависимости носит нелинейный характер и с ростом коэффициента поперечной арматуры рост вклада поперечной арматуры в общую несущую способность образцов замедляется и при вкладе поперечной арматуры свыше 0.43% несущая способность образцов практически не повышается.

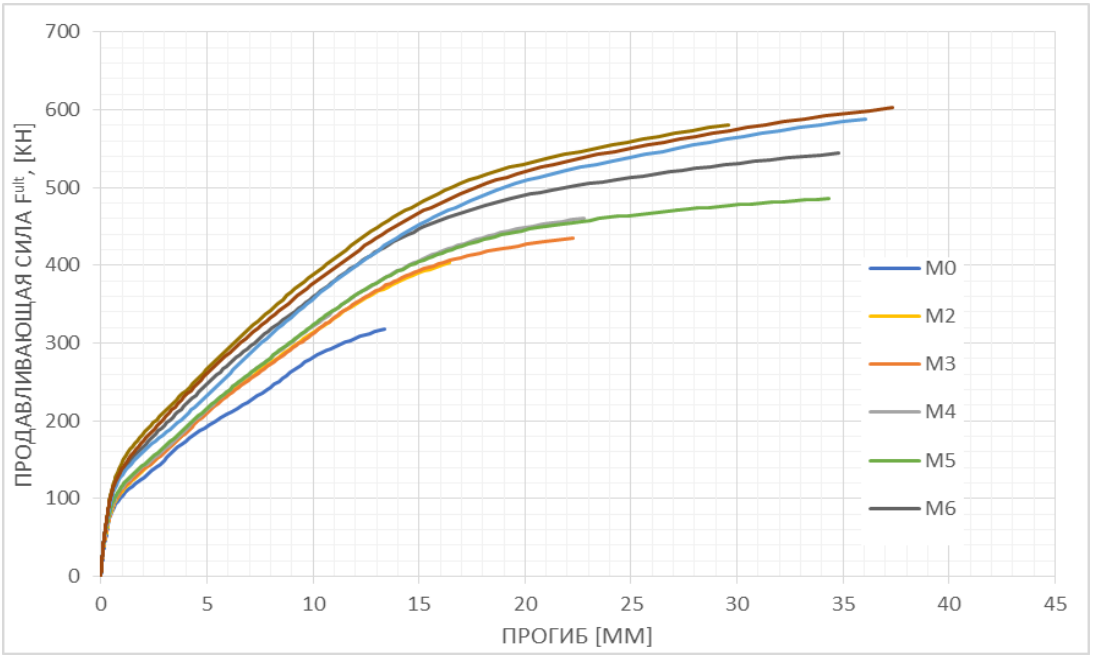


Рисунок 2. Прогибы численных моделей

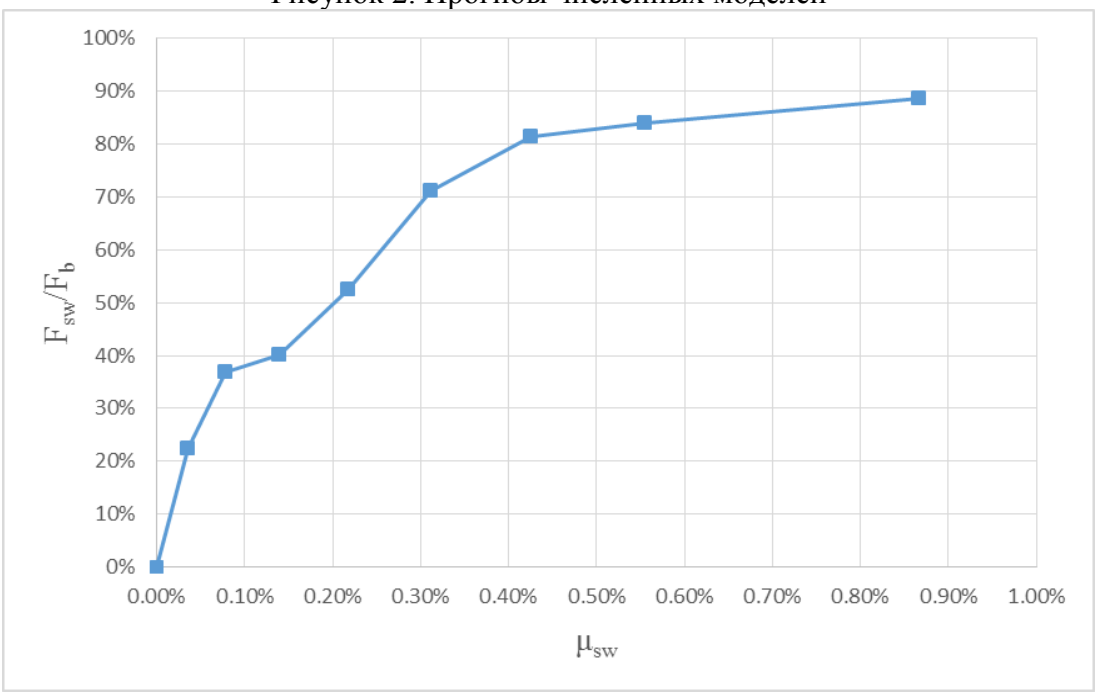


Рисунок 3. Вклад поперечной арматуры в общую несущую способность на продавливание в зависимости от коэффициента поперечного армирования

Результатами расчетов установлено, что при $0 \le \mu sw \le 0.43\%$ разрушение моделей происходит в зоне поперечного армирования с достижением в поперечных стержнях предела текучести (рис. 4). При $\mu sw > 0.43\%$ в поперечной арматуре не достигается предел текучести (рис. 5) и разрушение в образцах происходит в зоне от грани колонны до первого ряда поперечной арматуры усиления.

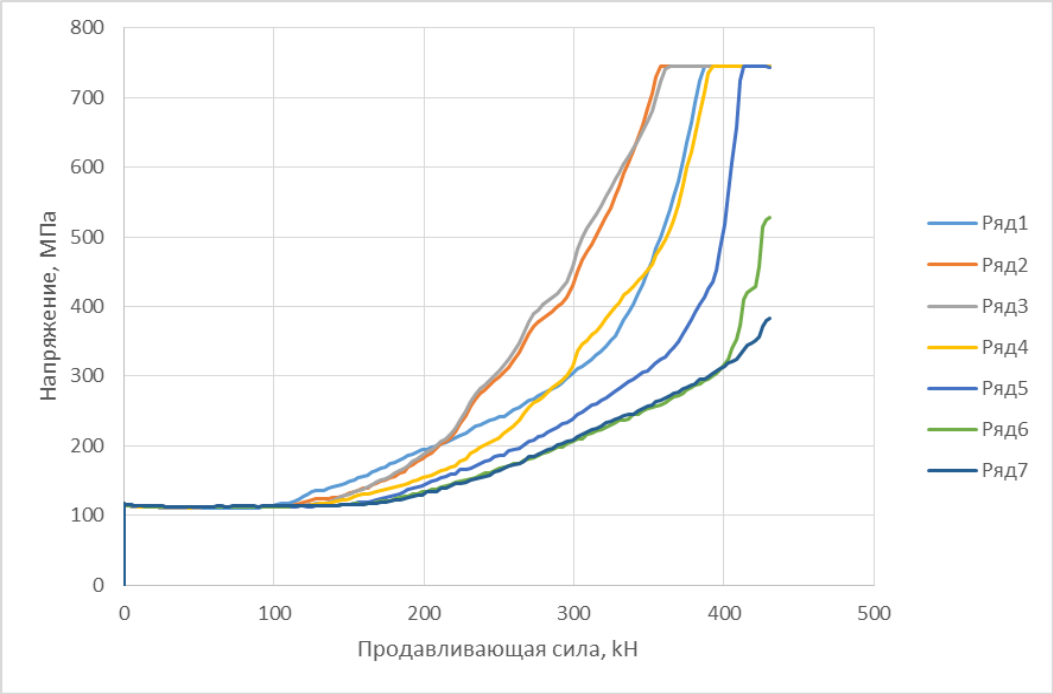


Рисунок 4. Напряжения в поперечных стержнях. Образец М2 ($\mu_{sw} \le 0.43\%$)

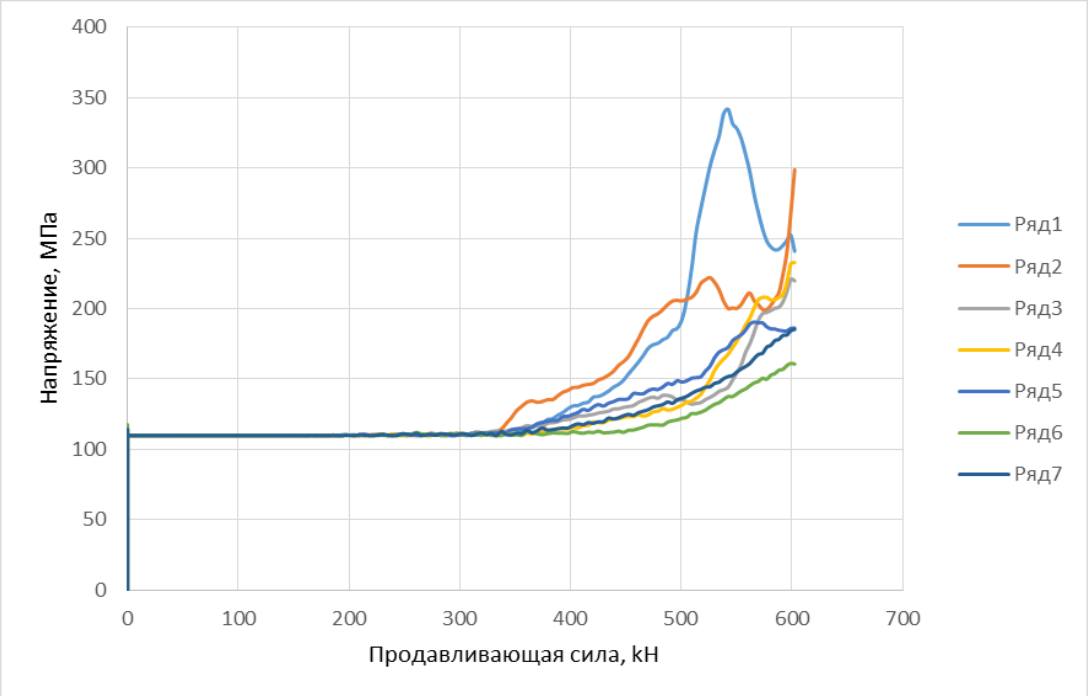


Рисунок 5. Напряжение в поперечных стержнях. Образец М10 (μ_{sw} >0.43%)

Из графиков на рисунках 4 и 5 так же следует, что напряжения в поперечных стержнях остаются равными усилию от предварительного напряжения до нагрузок, равных 30% – 50% от разрушающей. Так же видно, что напряжения в поперечной

арматуре по удалению от колонны распределены неравномерно и с удалением от колонны затухают.

В стадии близкой к разрушению наблюдается выравнивание напряжений в стержнях с 1–го по 5–й ряд (зона от 0 до 2,2·h0 от грани колонны) и достижение напряжений предела текучести.Следует также отметить следующую особенность в моделях с μsw > 0.43% (разрушение по грани колонны): при нагрузках 90–95% от разрушающей, происходит падение напряжения в поперечных стержнях 1-го ряда. Данный эффект можно объяснить тем фактом, что при высоких коэффициентах поперечного армирования критическая трещина в плите в стадии близкой к разрушения образуется в зоне между поперечной арматурой и колонной.

Таким образом, по результатам анализа влияния количества арматуры усиления можно сделать следующие выводы:

– усиление плиты на продавливание путем постановки поперечной арматуры значительно увеличивает несущую способность до 89% и деформативность плиты при продавливании до 3 раз;

– по результатам численного моделирования не выявлено минимальное количество поперечной арматуры, т.е. даже при относительно небольшом количестве арматуры, усиление является эффективным;

– При коэффициенте поперечного армирования $\mu_{sw} >$ 0.43% меняется механизм разрушения плиты при продавливание – разрушение происходит по грани колонны, в поперечных стержнях напряжения не доходят до предела текучести.

Влияние предварительного напряжения поперечной арматуры усиления:

Для исследования влияния предварительного напряжения σp поперечной арматуры усиления на несущую способность плит при продавливании было проведено 3 численных эксперимента. В этих экспериментах σp величина преднапряжения изменялась от 0 до 75% от предела текучести арматуры усиления. Остальные параметры численных моделей оставались неизменными. Поперечная арматура принималась с пределом текучести 400МПа. Модуль упругости поперечных стержней принимался равным 210 ГПа.

В результате расчетов были определены несущая способность Fult, предельные прогибы моделей, напряжения в стержнях на каждом этапе нагружения. Значения несущей способности образцов и прогибов представлены в таблице 4. Все образцы разрушились в зоне поперечного армирования.

Результаты расчетов в виде графиков прогибов образцов представлены на рис. 6.

Из рисунка 6 следует, что увеличение момента затяжки поперечных шпилек практически не отражается на несущей способности и деформативности плиты модели.

По результатам расчетов установлено, что напряжения в поперечных стержнях в модели PR–1 начинают возрастать при нагрузках 60% от разрушающей нагрузки. Также следует отметить, что напряжения в стержнях 1-го ряда начинают расти только при нагрузках 80% от разрушающей. Наибольшие напряжения достигают стержни 1-го и 2-го ряда (в зоне от 0 до h0 от грани колонны). Напряжения в остальных стержнях не превышают величины 50-60% от предела текучести. При нагрузках 95% от разрушающего, напряжения в поперечных стержнях 1-го ряда

достигаю предела текучести и далее падают до значения 320 МПа в момент разрушения. Рост напряжения в поперечных стержнях 2-го ряда остановился при нагрузках 95%, достигнув 80% от предела текучести и далее снижается до 63% от предела текучести перед разрушением.

Таблица 4. Результаты расчётов с различным преднапряжением поперечной арматуры

№ п/п	Образцы	σ_p, МПа	u_{ult}, мм	F_{ult}, кН
1	PR-1	0.25 R_{sw}	27	477
2	PR-2	0.5 R_{sw}	30	490
3	PR-3	0.75 R_{sw}	31	499

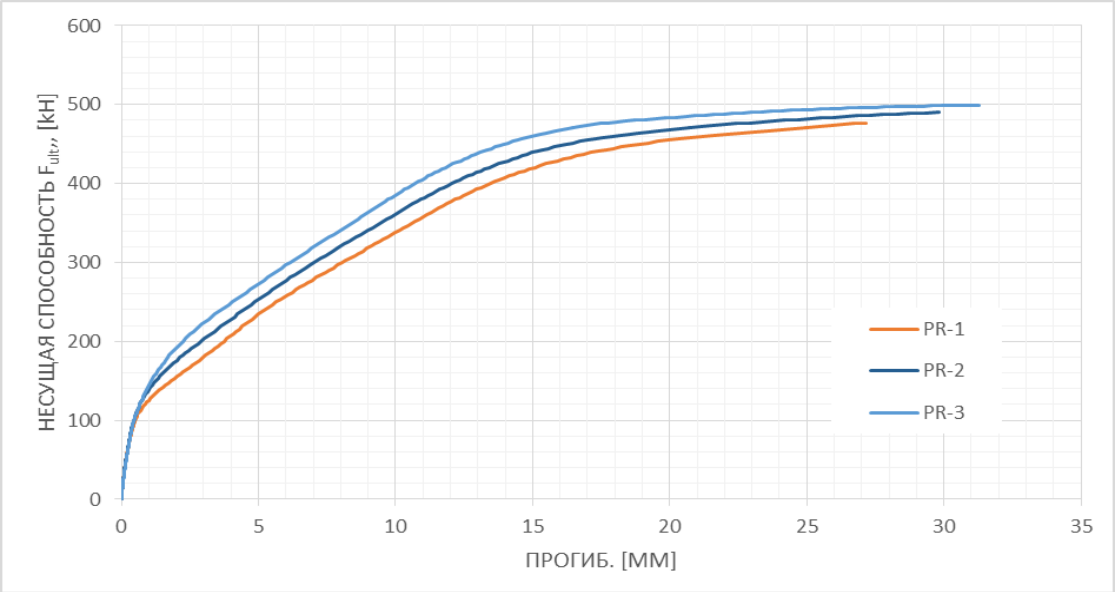


Рисунок 6. Диаграммы деформирования образцов с различными величинами предварительного напряжения поперечной арматуры усиления

В модели PR-2 рост напряжений в арматуре усиления начинается при нагрузках 90% от разрушающего. Напряжения в поперечных стержнях первого ряда возрастали очень быстро и при нагрузках 97% от разрушающей достигли предела текучести и дальше снижались до значений 80% от предела текучести. Напряжения в стержнях второго ряда росли неравномерно и достигли предела текучести в момент разрушения. Рост напряжений в остальных рядах происходил очень медленно и в момент разрушения достигли величины 50-60 % от предела текучести.

В модели PR-3 напряжения от продавливающей нагрузки возникают только в стержнях 1-го ряда. Напряжения в стержнях 1-го ряда начинают возрастать при нагрузке равной 95% от разрушающего и, достигнув предела текучести при нагрузке 97%, начинают снижаться.

Таким образом, исследованиями показано, что предварительное напряжение поперечных стержней практически не сказывается на величине несущей способности и деформативности плит образцов при продавливании.

Влияние прочности поперечной арматуры:

Было исследовано применение арматуры разных классов в качестве арматуры усиления плит на продавливание при сохранении постоянного вклада арматуры усиления в общую несущую способность. Были проведены численные исследования с поперечной арматурой с пределом текучести: 200 МПа, 400 МПа и 745 МПа. Результаты численных экспериментов приведены в табл. 5.

График прогибов образцов в зависимости от прочности поперечной арматуры приведен на рисунке 7. Из рисунка следует, что повышение прочности арматуры усиления при сохранении постоянного вклада поперечной арматуры в несущую способность (за счет уменьшения площади поперечного армирования), не влияет на прочность и деформативность плит модели при продавливании.

Таким образом, исследованием показано, что в качестве поперечной арматуры усиления возможно применение высокопрочной арматуры, вплоть до прочности 745 МПа.

Таблица 5. Результаты расчётов с учетом различной прочности поперечной арматуры

№ п/п	Маркировка	R_{sw}, [МПа]	u_{ult}, [мм]	F_{ult}, [кН]
1	R200	200	34	486
2	R400	400	34	489
3	R745	745	34	486

Влияние шага поперечной арматуры:

Для исследования влияния шага поперечной арматуры на несущую способность плит перекрытий при продавливании было проведено испытание семи численных образцов. Исследовался вклад поперечной арматуры в несущую способность на продавливание в зависимости от шага в радиальном направлении: $s=0.3\cdot h0$, $s=0.5\cdot h0$, $s=0.75\cdot h0$, $s=h0$, $s=1{,}5\cdot h0$, $s=1{,}75\cdot h0$.

Предельная несущая способность образов в зависимости от шага поперечной арматуры приведена в таблице 6. График деформирования образцов приведен на рисунке 8.

Из графика (рис. 8) видно, что постановка поперечной арматуры усиления эффективна даже при больших значениях шага постановки (до 1,75h0). Наибольшую несущую способность на продавливание показал образец S0.3 с наименьшим шагом постановки. Увеличение несущей способности на продавливание образца S0.3 от эталонного образца составило 75.2%. Наименьшую несущую способность на продавливание показал образец S1.75 для которого увеличение несущей способности относительно эталонного образца составило 20.1%.

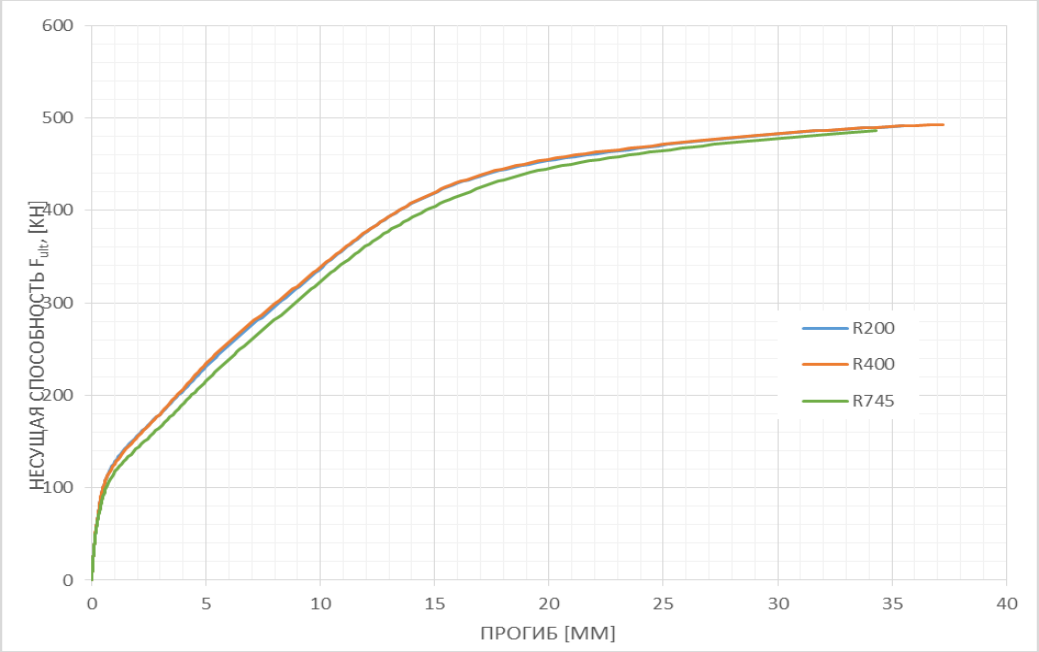


Рисунок 7. Деформация образцов в зависимости от предела текучести арматуры усиления.

Таблица 6.

№ п.п.	Маркировка образца	s, [мм]	F_{ult}, [kH]	Увеличение несущей способности, [%]	Характер разрушения
1	S0	–	318	–	Продавливание
2	S0.3	$0.3 \cdot h_0$	548	72.3%	"
3	S0.5	$0.5 \cdot h_0$	474	49.1%	"
4	S0.75	$0.75 \cdot h_0$	457	43.7%	"
5	S1	h_0	426	34.0%	"
6	S1.5	$1.5 \cdot h_0$	401	26.1%	"
7	S1.75	$1.75 \cdot h_0$	401	26.1%	"

Для оценки влияния шага арматуры усиления на рост прочности на продавливание был построен график зависимости несущей способности плит образцов от шага поперечной арматуры (рис. 9). Из графика на рисунке 12 следует, что для образцов, усиленных поперечной арматурой, с увеличением шага постановки поперечных стержней снижается прочность на продавливание.

Численными исследованиями установлено, что в образцах с шагом поперечной арматуры s > 0.75h0 разрушение образцов происходит в зоне между гранью колонны и первым рядом поперечной арматуры. При разрушении этих образцов установлено, что поперечная арматура не достигает предела текучести. В остальных образцах разрушение происходит в зоне поперечного армирования при напряжениях в первом ряде стержней равных пределу текучести.

Так же было получено, что установка 1-го ряда стержней на расстоянии от грани колонны в зоне от 0,5h0 до 0.75·h0 является эффективным. Этот результат противоречит существующим нормативным требованиям как в нашей стране, так и за рубежом. Так как в известной нам литературе отсутствуют экспериментальные данные по исследованию этого фактора, в работе было проведено более детальное

исследование влияния расстояния 1-го ряда стержней от грани колонны на прочность плит на продавливание.

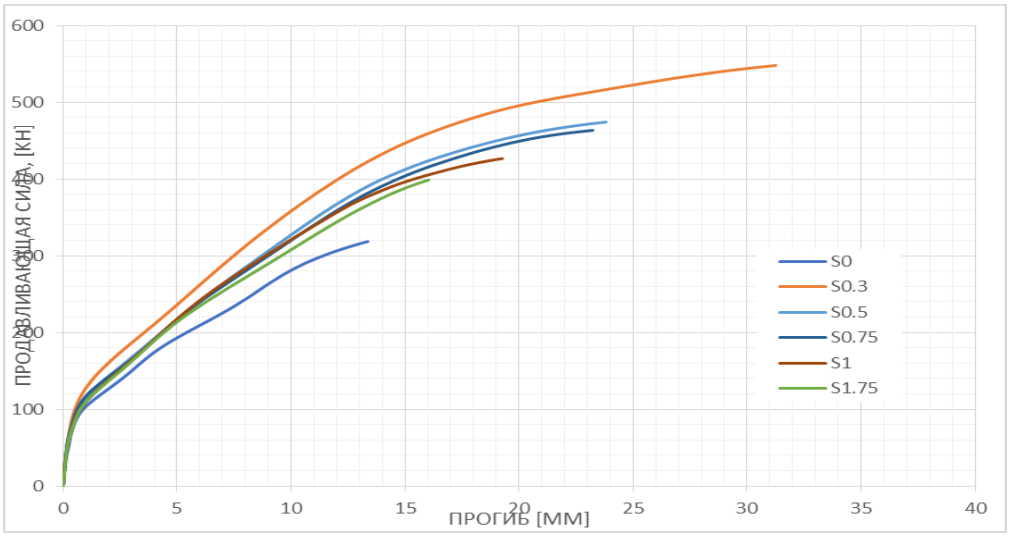


Рисунок 8. Прогибы образцов в зависимости от шага арматуры усиления

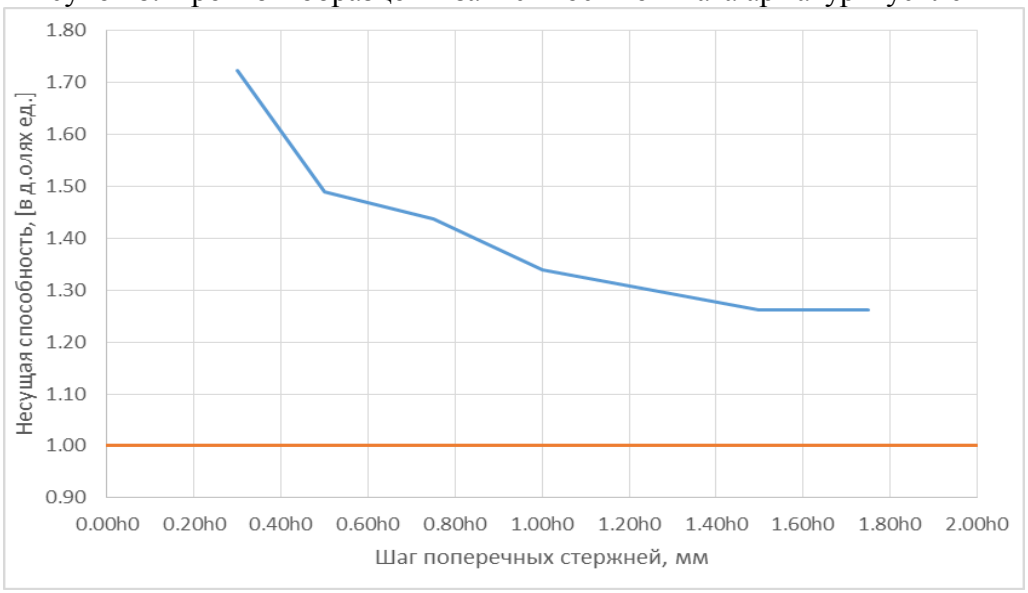


Рисунок 9. Влияние шага постановки поперечных стержней на несущую способность плит при продавливании

Было испытано 5 численных образцов. В образцах варьировалось только расстояние 1-го ряда от грани колонны s0 от 0,3h0 до 2h0. Шаг между остальными стержнями сохранялся постоянным равным s=0.3h0.

Значение несущей способности на продавливание Fult численных образцов в зависимости от расстояния до 1-го ряда поперечной арматуры приведены в таблице 7, а графики отношения прочности образцов к вкладу бетона, в зависимости от расстояния 1-го ряда приведены на рисунке 10.

Из графика на рисунке 10 следует, что с ростом первого шага s0 несущая способность на продавливание образцов плавно затухает, при этом несущая способность образцов даже с s0>h0 превосходит прочность образца без усиления.

Таким образом, по результатам анализа влияния шага постановки арматуры

усиления можно сделать следующие выводы:

Увеличение шага постановки арматуры усиления снижает несущую способность плиты при продавливании. Влияние носит нелинейный характер;

Усиление в виде поперечного армирования становится не эффективным при постановке его с шагом больше 0.75h0. т.к. при превышении этого шага разрушение происходит между гранью колонны и первым шагом поперечного армирования.

Таблица 7.

№ п.п.	Маркировка образцов	Шаг поперечной арматуры s_0, [мм]	Несущая способность F_{ult}, [kH]	Увеличение несущей способности, [%]	Характер разрушения
1	S0	-	318	-	Продавливание
2	S-0.3	201.3	548	72.3%	"
3	S0-0.5	172.5	482	51.6%	"
4	S0-1	86.3	410	28.9%	"
5	S0-2	57.5	380	19.5%	"

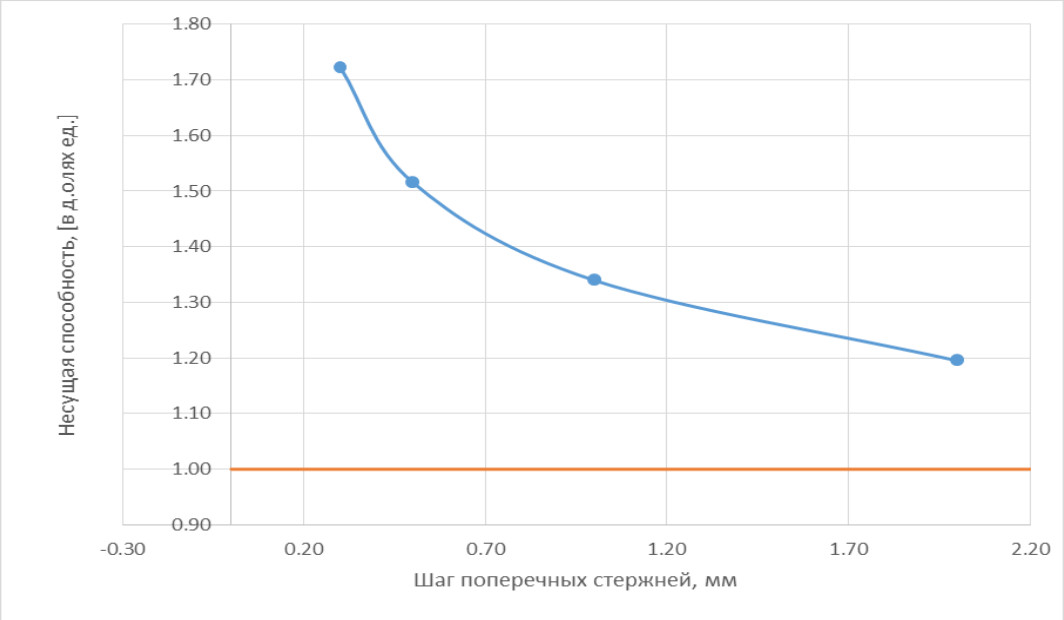


Рисунок 10. График влияния первого шага поперечных стержней на несущую способность

Выводы по результатам численного эксперимента:

В результате численного исследования в условиях продавливания только сосредоточенной силой плоских плит, усиленных поперечной арматурой в виде сквозных шпилек с анкерными шайбами на концах, были сделаны следующие выводы:

1. Коэффициент поперечного армирования существенно влияет на прочность плиты. При этом с увеличением коэффициента поперечного армирования повышается как несущая способность образца на продавливание, так и его деформативность в предельной стадии. Максимальное увеличение несущей

способности плит с усилением составило 89% относительно плит без поперечной арматуры.

2. Предварительное напряжение поперечных стержней не сказывается существенным образом на несущей способности и жесткости при продавливании.

3. Повышение предела текучести арматуры усиления при сохранении постоянного вклада поперечной арматуры в несущую способность (за счет корректировки площади поперечного армирования) не влияет на прочность и деформативность плит образцов при продавливании. Таким образом, установлена возможность применения в качестве усиления арматуры с пределом текучести до 745 МПа.

4. Прочность образцов с увеличением шага постановки поперечных стержней снижается. Влияние шага на несущую способность носит нелинейный характер. Усиление с помощью поперечной арматуры эффективно при постановке стержней с шагом $0{,}3h_0 \le s \le 0{,}75h_0$, хотя численными исследованиями показана эффективность установки 1-го ряда арматуры в зоне от $0{,}5h_0$ до $1{,}0h_0$. В связи с этим рекомендуется до проведения натурных лабораторных испытаний первый арматуры располагать в зоне от $0{,}3h_0$ до $0{,}5h_0$.

Литература

1. Болгов А.Н., Сокуров А.З. Численное моделирование работы плоских плит при продавливании, усиленных поперечной арматурой // III Всероссийская (II Международная) конференция по бетону и железобетону, Москва, 2014г, с. 139 – 149.

2. Inácio Duarte, António M. P. Ramos and Válter J. G. Lúcio. Strengthening of flat slabs with transverse reinforcement. UNIC - Research Center in Structures and Construction of UNL. Porto. 2008.

3. Adrian Dogariu, Sorin Bordea, Dan Dubina. Steel brace-to- rc frame post-tensioned bolted connection “Politehnica” University of Timisoara, Romania

Ключевые слова: плоские плиты перекрытий, продавливание, усиление, поперечная арматура.

Keywords: flat slabs, punching, transverse reinforcement

Сокуров Алим Зуберович, ОАО «НИЦ «Строительство» филиал НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, младший научный сотрудник, +7 (495) 1747405, 6618188@gmail.com.

Болгов Андрей Николаевич, ОАО «НИЦ «Строительство» филиал НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, заместитель заведующей лабораторией №2, к.т.н., 7(495)1747570, 200651@mail.ru.

Sokurov Alim. ing. Laboratory of reinforced concrete structures and quality control NIIZhB +7 (495) 1747405, 6618188@gmail.com

Bolgov Andrey. phd. Laboratory of reinforced concrete structures and quality control NIIZhB +7(495)1747570, 200651@mail.ru.

Для цитирования:

Сокуров А.З. Изучение работы плоских плит на продавливание по результатам численного эксперимента / А.З. Сокуров, А.Н. Болгов // Новое в архитектуре, проектировании строительных

конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 213 – 227.

Citation:
Sokurov A.Z. Study of the flat plates bursting on the results of the numerical experiment / A.Z. Sokurov, A.N. Bolgov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 213 - 227.

УДК 624.012

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ

Н.П.Соловьев
ФГБОУ ВПО «Поволжский государственный технологический университет»,
г. Йошкар-Ола, Россия

Аннотация
Представлены и проанализированы данные экспериментальных и теоретических исследований бетонных балок, армированных базальтопластиковой арматурой.

STUDY OF STRESS-STRAIN STATE OF CONCRETE ELEMENTS COMPOSITE REINFORCEMENT

Abstract
Present and analyze the results of experimental and theoretical studies of concrete beams reinforced with basalt reinforcement.

Развитие нанотехнологий, которые прочно вошли в каждую отрасль человеческой деятельности, совершило настоящий переворот к индустрии производства стройматериалов. Традиционные виды материалов природного происхождения эффективно заменяются новейшими видами синтетических веществ. Не стало исключением и производство арматуры, на смену стальной арматуре приходит композитная арматура. Она обладает высокой прочностью, коррозионной стойкостью, малой плотностью и т.д. При наличии такого количества достоинств композитной арматуры, необходимо расширять область ее применения в строительстве.

В настоящее время вышел проект свода правил [1], регламентирующий методы расчета и конструирования бетонных элементов, армированных композитной арматурой. В основу данного СП положены основные методы расчета железобетонных конструкций [2], которые не всегда отражают действительную работу композитных материалов в составе бетонных элементов. Таким образом, дальнейшие исследования напряженно-деформированного состояния бетонных элементов с композитным армированием являются актуальной задачей.

В 2013-2014 годах на кафедре строительных конструкций и оснований ПГТУ выполнены экспериментальные и теоретические исследования напряженно-деформированного состояния композитобетона.

В качестве опытных образцов были приняты балки прямоугольного сечения с продольной композитной базальтопластиковой арматурой. Всего было изготовлено и испытано 3 серии балок. Длина балок 1500 мм, размеры поперечного сечения 100×145(h) мм. Первая серия из 2 балок изготовлена с продольной базальтопластиковой арматурой 2Ø7 мм, вторая серия - балки армированы базальтопластиковой арматурой 2Ø5 мм и третья серия – армирование выполнено из 2Ø8 мм. Поперечное армирование выполнено из стальной арматуры класса А240 Ø3 мм.

Балки испытывались как свободно опертые и загружались двумя сосредоточенными силами, расположенными в третях пролета. Схема испытательной установки и размещение приборов приведена на рис. 1.

Загружение балок внешней нагрузкой осуществлялось винтовым домкратом, контроль нагрузки производился динамометром ДОС-50. Нагрузка прикладывалась этапами величиной 1/10…1/15 от ожидаемой разрушающей нагрузки. Контрольные показания механических приборов снимались на каждом этапе два раза - сразу после приложения нагрузки и после 5…10 минутной выдержки. Для фиксации положения и длины раскрытия трещин на балках в средней части была нанесена сетка, с ячейками размером 2×2 см. Общая продолжительность испытаний составляла 2-3 часа. Общий вид испытания балок показан на рис. 2.

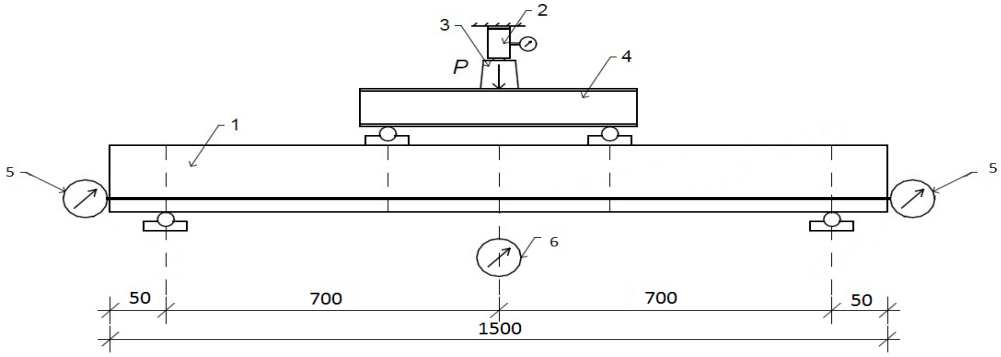


Рис. 1. Схема расположения приборов и испытательной установки:
1 - опытная балка; 2 – динамометр; 3 – домкрат ДОС-50; 4 – траверса;
5 – индикаторы ИЧ-10; 6 – индикатор ИЧ-50.

Рис. 2. Опытный образец балки в процессе испытания

Основными результатами, полученными при испытании балок, являются: экспериментальные зависимости между нагрузкой и прогибом балок; моменты образования трещин и динамика их раскрытия в зоне чистого изгиба; момент разрушения, величина продергивания продольных стержней.

Параллельно с испытаниями балок выполнен их расчет по действующим нормам проектирования по фактическим значениям прочностных и деформационных характеристик бетона и арматуры и по нелинейной теории расчета: определена несущая способность, момент трещинообразования, ширина раскрытия нормальных трещин и прогиб.

Первый метод - метод СП [2] описывает совместную работу композитной арматуры и бетона по основным принципам классического железобетона. Второй метод – метод нелинейной теории описывает работу бетона по трехлинейной диаграмме напряженно-деформированного состояния.

Изгибающий момент М, воспринимаемый сечением, положение нейтральной оси и максимальные деформации определяются из уравнений равновесия внешних и внутренних усилии:

$$M = \Sigma\sigma_{bi}A_{bi}z_{bxi} + \Sigma\sigma_{sj}A_{sj}z_{sxj};$$

$$\Sigma\sigma_{bi}A_{bi} + \Sigma\sigma_{sj}A_{sj} = 0,$$

где М - изгибающий момент, действующий в плоскости изгиба; A_{bi}, z_{bi}, σ_{bi} - площадь, координаты центра тяжести i-того участка бетона трехлинейной диаграммы и напряжение на уровне его центра тяжести; A_{sj}, z_{sj}, σ_{sj} - площадь, координаты центра тяжести j-того стержня и напряжение в нем.

Раскрытие трещин определялось по рекомендациям ACI 440.1R-03 [3]:

$$a_{crc} = 2.2k_b\frac{f_{frp}}{E_{frp}}\frac{h_2}{h_1}(d_cA)^{\frac{1}{3}},$$

где E_{frp} – модуль упругости, МПа; k_b–коэффициент зависающий от сцепления; f_{frp} – напряжения в растянутой композитной арматуре в местах трещин, МПа;h_2 – растянутая зона, мм; h_1 - расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до нейтральной оси, мм; d_c – защитный слой, мм; A – площадь арматуры, мм^2.

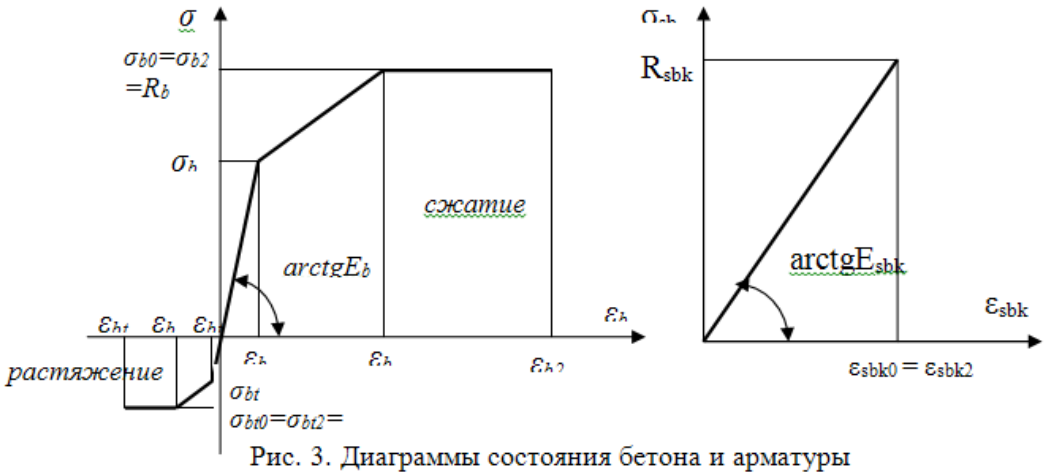


Рис. 3. Диаграммы состояния бетона и арматуры

Кривизна оси при изгибе представлена как тангенс угла наклона на эпюре средних деформаций растянутой арматуры и средних деформаций бетона сжатой зоны:

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{bm}}{h_0}.$$

В результате экспериментальных и теоретических исследований напряженно-деформированного состояния композитобетона получены зависимости изменения напряжений в бетоне сжатой зоны и в растянутой арматуре от величины нагрузки, зависимости прогибов балок от нагрузки, моменты и динамики трещинообразования. Например, на рис. 4 показаны зависимости прогибов балок третьей серии от нагрузки.

Сравнение результатов теоретических и экспериментальных данных показало (расхождение теоретических экспериментальных данных в среднем составляют 10-15 %) - существующие нормы проектирования железобетонных конструкций не могут быть использованы, в чистом виде, для проектирования изгибаемых бетонных элементов изготовленных с композитным армированием. Т.е. в виду высокой деформативности и прочности разрушение изгибаемых элементов происходит по наклонному сечению, при этом прочность нормального сечения недоиспользована. Для выравнивания данной ситуации необходимо скорректировать систему коэффициентов надежности по композитной арматуре, которые используются при расчете элементов по 1 группе предельных состояний.

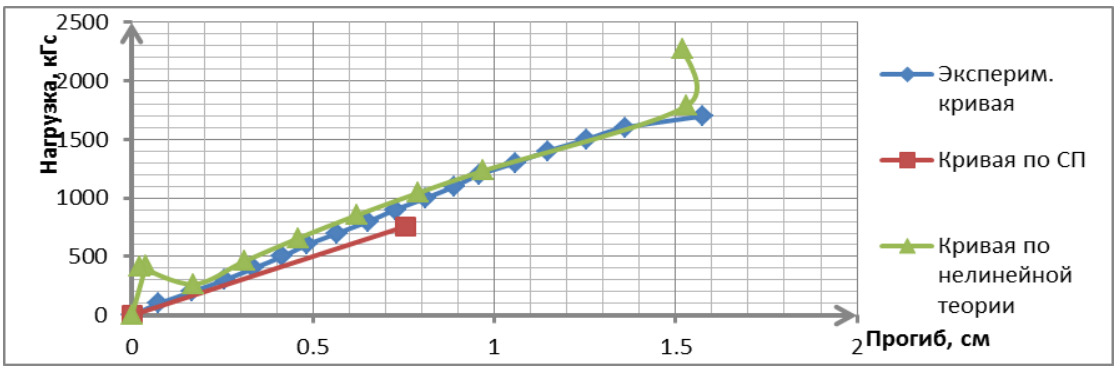


Рис. 4. График зависимости прогиба от нагрузки для балки третьей серии

Литература

1. Свод правил по проектированию и строительству. СП 63……..2012. Конструкции из бетона с композитной неметаллической арматурой. Правила проектирования (проект) / Госстрой России. – М.: Минрегион России, 2010– 155 с.

2. Свод правил по проектированию и строительству. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 / Госстрой России – М.: Минрегион России, 2010.– 155 с.

3. ACI 440.1R-03. "Руководство по Проектированию и Возведению Бетонных Конструкций, усиленных ПАВ Стержнями», Американский институт бетона, FarmingtonHills, Мичиган, 2003.

Ключевые слова: бетон, композитная арматура, напряженно-деформированное состояние.

Keywords: concrete, composite rebar, stress-strain state.

Соловьев Н.П., кандидат технических наук, доцент, Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Поволжский государственный технический университет» (ФГБОУ ВПО «ПГТУ»), e-mail SolovevNP@volgatech.net.

Solovev N.P. Candidate of technical sciences, associate professor; Associate professor, Federal State, Budgetary Educational Institution of Higher Professional Education«Volga State Technological University», e-mail SolovevNP@volgatech.net

Для цитирования:

Соловьев Н.П. Исследование напряженно-деформированного состояния бетонных элементов с композитной арматурой / Н.П.Соловьев // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 227 – 231.

Citation:

Solovev N.P. Study of stress-strain state of concrete elements composite reinforcement / N.P. Solovev // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.227 - 231.

УДК 624.012

ПРОБЛЕМЫ РАСЧЁТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, АРМИРОВАННЫХ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ (КОМПОЗИТОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ)

С.В. Спиридонов, А.В. Куликов
ООО «Институт «Удмуртгражданпроект», Камский институт гуманитарных и инженерных технологий, г. Ижевск, Россия

Аннотация
Статья посвящена использованию композитных материалов в современном капитальном строительстве. Выполнен сравнительный анализ применения композитной и стальной арматуры в бетонных конструкциях. Приведён обзор отечественных и зарубежных документов, регламентирующих использование композитной арматуры.

PROBLEMS OF CALCULATION AND DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES REINFORCED WITH COMPOSITE REINFORCEMENT (KOMPOZITOBETONNYH DESIGNS)

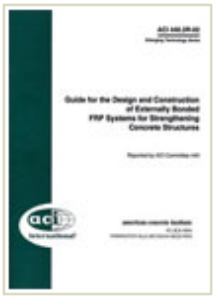
Abstract.
The article is devoted to the use of composite materials in modern capital construction. A comparative analysis of the use of composite and steel reinforcement in concrete structures . Gives an overview of domestic and foreign documents , regulating the use of composite rebar .

В настоящее время наблюдается повышенный интерес к применению композитной арматуры в бетонных конструкциях.

В нормативных документах применение неметаллической композитной арматуры регламентировано СНиП 52-01-2003 “Бетонные и железобетонные конструкции” (п.5.3.2, п. 5.3.3) и упоминается в ГОСТ 31384-2008 “Защита бетонных и железобетонных конструкций от коррозии” (п. 6.10, п. 8.13). Физико-механические свойства стальной и неметаллической композитной арматуры различны, но возникает резонный вопрос о применении методики расчёта и конструирования ж/б конструкций к конструкциям в которых применяется композитная арматура. Некоторые особенности и рекомендации по расчёту и конструированию даны в стандартах организаций (таких как СТО-02495307-007-2012 “Применение неметаллической композитной арматуры АСП и АБП в бетонных конструкциях”). Также с 1 января 2014 г. введён в действие ГОСТ 31938-2012 «Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций». В нём регламентированы основные технические требования (такие как предел прочности при растяжении, сжатии и поперечном срезе, модуль упругости при растяжении для соответствующих видов композитной арматуры и др.), а также методы их испытания.

При анализе отечественной нормативной документации по применению и расчётам композитной арматуры в бетонных конструкциях можно сделать вывод, что она на данный момент находится на стадии разработки. Обзор зарубежных документов, регламентирующих использование композитной арматуры, представлен в таблице 1 .

Таблица 1. Обзор зарубежных документов, регламентирующих использование композитной арматуры

Название документа	Разработчик
Проектирование и разработка строительных конструкций с использованием композитной арматуры, Торонто *CAN/CSA-S806-02 – Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers, Torronto*	Канадская ассоциация стандартов *Canadian Standards Association (CSA)*
Канадский кодекс по проектированию мостов и шоссе, Торонто, 1996 *CAN/CSA-S6-06 – Canadian Higway Bridge Design Code (CHBDC), Toronto, 1996*	Канадская ассоциация стандартов *Canadian Standards Association (CSA)*
Руководство по проектированию и конструированию бетона, армированного базальтопластиковой и стклопластиковой арматурой *440.1R-06 – Guide for the Design and Construction of Structual Concrete Reinforced with FRP Bars*	Американский институт бетона *American Concrete Institute (ACI)*
 Руководство по проектированию и конструированию наружного армирования бетонных конструкций с использованием композитной арматуры *440/3R-08 – Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*	Американский институт бетона *American Concrete Institute (ACI)*
Руководство по методам тестирования композитной арматуры для армирования бетонных конструкций *440.3R-04 – Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures*	Американский институт бетона *American Concrete Institute (ACI)*

Продолжение таблицы 1.

Название документа	Разработчик
Рекомендации по проектированию и конструированию сооружений армированных композитными материалами, Токио, 1997 *Recommendation For Design And Construction Of Concrete Structures Using Continuous Fiber Materials, Tokto, 1997*	Японское общество гражданских инженеров *Japan Society of Civil Engineers (JSCE)*
Руководство по модернизации существующих бетонных сооружений в зоне сейсмической активности при помощи армирования композитными материалами, 1999 *Seismic Retrofiting Design and Constraction Guidelines for Existing Reinforced (RC) Buldings with RRP Materials, 1999*	Японская строительная организация предотвращения разрушений *Canadian Standards Association (CSA)Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA)*
Руководство по проектированию и конструированию бетонных сооружений армированных композитной арматурой, 2006 *CNR-DT 203/2006 – Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fider-Reinforced Polymer Bars, 2006*	Итальянский национальный исследовательский совет *Italian National Research Council*
Армирование бетонных конструкций композитной арматурой, 1999 *FIP Task Group 9.3 – FRP renforcement in RC structures, 1999*	Международного европейского комитета по бетону (CEB) Международного комитета по железобетону (FIP) *Fib CEB - FIP*

Обзор отечественной и зарубежной нормативной базы выявил:
1) активное развитие данного направления строительной индустрии;
2) отсутствие сложившейся методики расчёта и конструирования данных конструкций (в отечественной практике);
3) наличие большого потенциала применения неметаллической композитной арматуры в бетонных конструкциях.

Сравнивая основные характеристики композитной арматуры со стальной можно выделить ряд преимуществ и недостатков (таблица 2).

Таблица 2. Сравнительный анализ применения композитной относительно стальной арматуры в бетонных конструкциях.

Преимущества	Недостатки
- Повышенный предел прочности при растяжении(*Rs*). - Высокая коррозионная стойкость. - Низкая теплопроводность. - Возможность получение стержней любой строительной длины. - Эффективна относительно коэффициента конструктивного качества. - Наличие специальных свойств (электроизолирующая способность, немагнитность, радиопрозрачность)	- Низкий модуль упругости. - Низкая огнестойкость изделий. - Пониженный предел прочности при сжатии (R_{sc}) - Трудоёмкость изготовление гнутых арматурных изделий. - Более высокая стоимость. - Принципиальное отличие диаграммы деформирования композитной арматуры (необходима корректировка при расчёте композитбетонных конструкций)

Для определения экономического эффекта было выполнено технико-экономическое сравнение композитобетонной конструкции и железобетонной. Для сравнения был выбран железобетонный прогон ПРГ 60.2.5-4АШ по серии 1.225-2 выпуск 12. Характеристики прогона: длина: 5980 мм, ширина: 200 мм, высота:500 мм, армирование: 10 и 28А-III. В ходе расчётов была подобрана эквивалентная стальной композитная (базальтокомпозитная - АБК) арматура: АБК-8 и 14.

Таблица 3. Таблица сравнения стоимости арматуры

№	Вариант исполнения	Класс арматуры	Диаметр	Кол-во,м	Стоимость за 1 п.м., руб	Стоимость, руб
1	Железобетонный прогон	А-III	10	11,840	22,21	5897,81
			28	32,360	174,13	
2	Композитобетонный прогон	АБК	8	11,840	17,50	3675,55
			14	64,720	53,59	

Затраты на базальтокомпозитную арматуру при одинаковой нагрузке на прогон в 1,6 раза меньше, чем на стальную. Следует отметить, что эффект получен за счет существующего соотношения цен со стальной арматурой.

На основании выполненной оценки определено, что использование композитной арматуры в современном капитальном строительстве целесообразно и перспективно, особенно в случае необходимости использования ее свойств. В первую очередь речь идет о химической стойкости, радиопрозрачности и диэлектрических свойствах.

Список литературы

1. ГОСТ 31938-2012 «Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций» М.: Стандартинформ, 2014.
2. Фролов Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1980 – 104 с.
3. Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой. М.,НИИЖБ Госстроя СССР, 1978 – 21с.
4. Лешкевич О.Н. Перспективы применения композитной арматуры/ Третий международный симпозиум “Проблемы современного бетона и железобетона”

Ключевые слова: композитная арматура, композитобетонные конструкции, нормативные документы.

Keywords: composite rebar (FRP Bars), concrete with composite rebar construction, normative documentation.

Спиридонов С.В., д. т. н., профессор, главный конструктор ООО «Институт «Удмуртгражданпроект» (г. Ижевск).

Куликов А.В., магистр, Камский институт гуманитарных и инженерных технологий (г. Ижевск).

Spiridonov S.V., d. T. N., Professor, chief designer of "Institute" Udmurtgrazhdanproekt "(Izhevsk).

Kulikov A.V., MA, Kamsky Institute of Humanities and Engineering Technology (Izhevsk).

Для цитирования:
Спиридонов С. В. Проблемы расчёта и конструирования бетонных конструкций, армированных композитной арматурой (композитобетонных конструкций) / С. В. Спиридонов, А. В. Куликов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 232 – 236.

Citation:
Spiridonov S.V. Problems of calculation and design of concrete structures reinforced with composite reinforcement (kompozitobetonnyh designs) / S.V. Spiridonov, A.V. Kulikov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 232 – 236.

УДК 69.022.32

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ И ЖЕСТКОСТИ КАРКАСА НАВЕСНОЙ ФАСАДНОЙ СИСТЕМЫ

А.В. Сусаров
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация

В статье приведены результаты численных и экспериментальных исследований прочности и жесткости каркаса навесной фасадной системы «Металл Профиль». Проведена серия испытаний кронштейнов данной фасадной системы, монтируемых по различным расчетным схемам, а также испытание полноразмерного фрагмента площадью 6 м^2. Получены графики зависимостей напряжений и деформаций несущего каркаса фасадной системы.

EXPERIMENTAL STUDY OF STRENGTH AND STIFFNESS OF THE FRAME HINGED FACADE SYSTEM

Abstract

The results of numerical and experimental studies of strength and stiffness frame hinged facade system "Metal Profile." A series of tests of the bracket front system, mounted on various settlement schemes, and test a full-length fragment of 6 m^2. Obtained plots of the stresses and strains bearing skeleton facade system.

В последнее десятилетие на строительном рынке в нашей стране появилось очень большое количество навесных фасадных систем, большая доля которых - это зачастую системы, заимствованные из-за рубежа. Ситуация усугубляется также отсутствием в России нормативной базы для расчета и проектирования навесных фасадных систем.

В рамках исследования несущей способности систем навесных вентилируемых фасадов, применяемых для зданий с высотой до 75 м, для получения реальной картины поведения основных несущих элементов в узлах конструкции нами была проведена серия натурных испытаний фрагментов фасадных систем «Металл Профиль».

Конструкция фасадной системы «Металл Профиль» представляет собой, как правило, вертикальные и горизонтальные профили, устанавливаемые на существующей стене здания и служащие для крепления облицовки.

Испытание фрагмента ФС «Металл Профиль» производилось при помощи рычажной лебедки, установленной на два железобетонных блока и прикрепленной к металлическому упору, установленному в силовой пол. Канат лебедки через динамометр, установленный в цепь, прикрепляется к концевой части центральной направляющей фрагмента ФС (концевая часть направляющей была предварительно усилена двумя металлическими пластинами). Загружение осуществлялось этапами, со снятием показаний по: двум прогибомерам, установленным с обеих сторон центральной направляющей; четырем индикаторам часового типа и тензорезисторам, установленным на кронштейнах в местах наибольших расчетных напряжений, через автоматический измеритель деформаций (АИД).

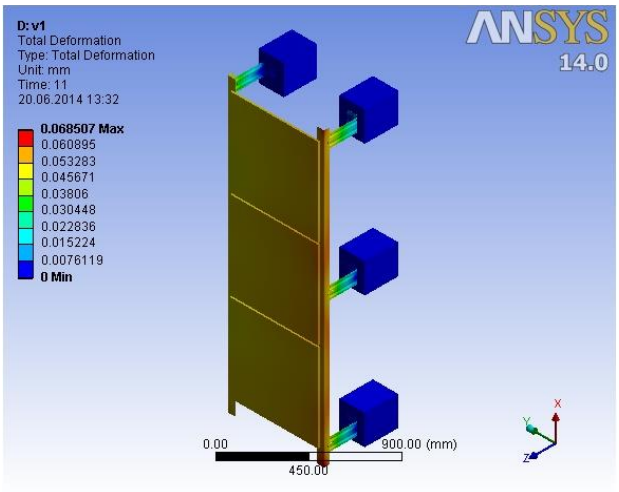


Рис. 1. Общие деформации фрагмента фасадной системы «Металл Профиль» в ПК «ANSYS»

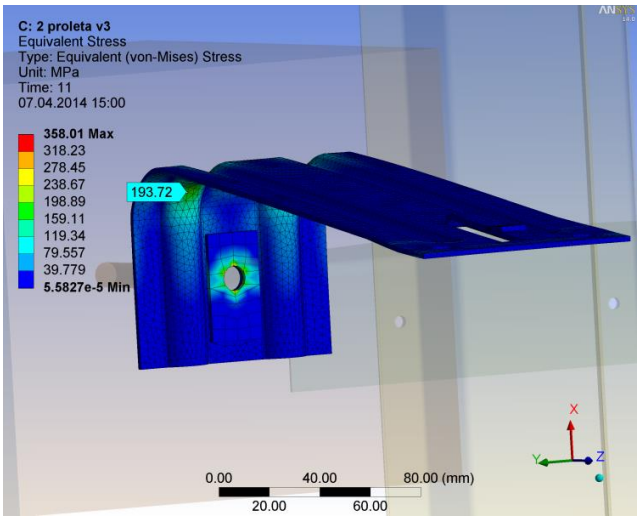


Рис. 2. Эквивалентные напряжения в кронштейне по результатам расчета в ПК «ANSYS»

Рис. 3. Общий вид испытываемого фрагмента

Максимальные деформации по показаниям прогибомеров при действии расчетной нагрузки Ррасч = 30 кг/м^2 составили 2,45 мм, не превышающие предельно допустимого значения, равного 3,07 мм. Остаточные деформации составили 0,16 мм.

Предельно допустимый прогиб, равный 3,07 мм, был достигнут при нагрузке 37.4кг/м2, превышающий расчетную в 1,25 раз. Остаточные деформации при данной нагрузке (соответствующей предельному прогибу) составили 0,24 мм.

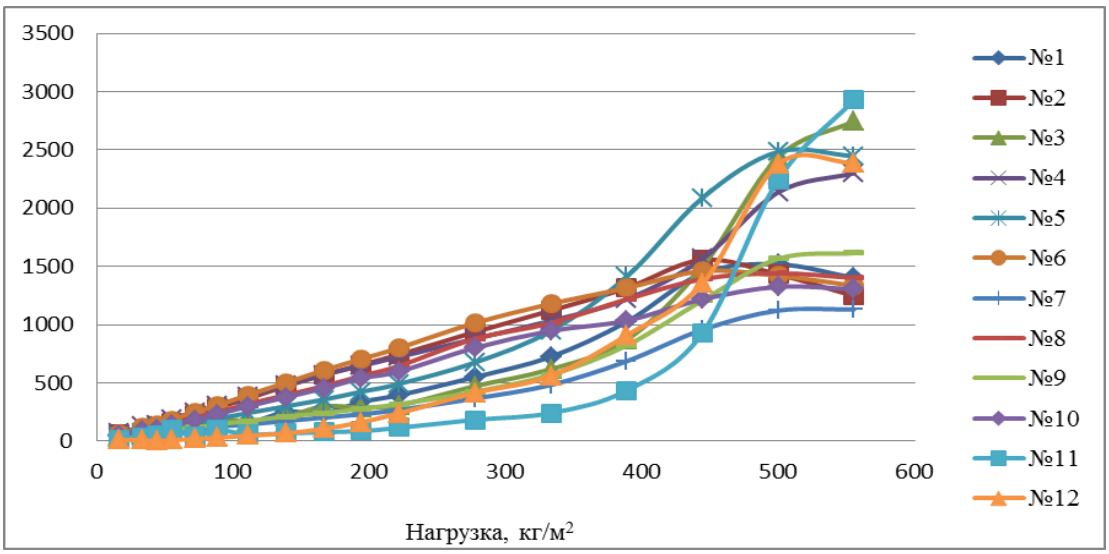


Рис. 4. Диаграмма напряжений в кронштейнах

Заключение

Несущая способность фрагмента фасадной системы «Металл Профиль», испытанного на действие расчетной нагрузки обеспечена. Предельно допустимые деформации, равные 3,07 мм, были достигнуты при нагрузке, в 1,25 раз превышающей расчетную вертикальную нагрузку.

Результаты численных и натурных исследований показали достаточную прочность и деформативность несущего каркаса фасадной системы, что является центральным вопросом проектирования навесных фасадных систем с вентилируемым воздушным зазором и выявили резервы несущей способности, что при дальнейшем исследовании этого вопроса приведет к существенному снижению стоимости конструкции фасадной системы.

Литература

1. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. – М., 2011. – 76 с.

2. Фасадные теплоизоляционные системы с воздушным зазором. Рекомендации по составу и содержанию документов и материалов, представляемых для технической оценки пригодности продукции. – М., Госстрой России, 2004.– 59 с.

3. Справочник проектировщика. Металлические конструкции. – М., 1998. – 575 с.

Ключевые слова: навесной вентилируемый фасад, прочность и жесткость несущего каркаса фасадной системы.

Keywords: ventilated facades, strength and deformability of the supporting framework facade system.

Сусаров А.В. – аспирант. E-mail: susarovav@mail.ru. Казанский государственный архитектурно-строительный университет. 420043, Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1

Susarov A.V. – post-graduate student. E-mail: susarovav@mail.ru. Kazan State University of Architecture and Engineering. 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

Для цитирования:
Сусаров А.В. Экспериментальное исследование прочности и жесткости каркаса навесной фасадной системы / А.В. Сусаров // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 237 – 240.

Citation:
Susarov A.V. Experimental study of strength and stiffness of the frame hinged facade system / A.V. Susarov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 237 - 240.

УДК 624.94.012.45

К ВОПРОСУ ОБЕСПЕЧЕНИЯ КОНСТРУКТИВНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ РАСЧЕТЕ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ

В.Б. Филатов
Самарский государственный архитектурно–строительный университет, Самара, Россия

Аннотация
Рассмотрено влияние формы поперечного сечения железобетонной колонны на прочность плоской плиты при продавливании. Предложена методика определения величины расчетного контура. Показано, что предлагаемая методика позволяет обеспечить конструктивную безопасность проектных решений при расчете на продавливание.

TO ENSURING STRUCTURAL SAFETY AT CALCULATION ON PUNCHING REINFORCED CONCRETE FLAT PLATES

Abstract
Influence of the form of transverse cross-section of a reinforced concrete column on strength of a flat plate under punching is considered. The technique of definition of a design contour size is offered. It is shown that the offered technique allows to ensure structural safety at calculation on punching.

В настоящее время в нормативных документах различных стран [1, 2, 3] при расчете на продавливание преобладает расчетная модель, в которой разрушение происходит по поверхности так называемого «тела продавливания», вследствие преодоления предела прочности бетона растяжению (срезу). В качестве «тела продавливания» рассматривается геометрическая фигура, форма и размеры которой определяются формой и размерами площадки нагружения, а также углом наклона прямолинейной образующей, соединяющей периметр площадки нагружения с противоположной гранью плиты. Угол наклона граней пирамиды продавливания является одним из варьируемых параметров в различных методиках расчета. Несомненным преимуществом модели является ее простота, но в то же время, являясь сугубо эмпирической, она не позволяет дать физическое истолкование

влияния различных факторов на прочность рассматриваемого сечения. Эти факторы (процент продольного армирования плиты, толщина плиты, геометрическая форма колонны и т.д) приходится учитывать путем введения эмпирических коэффициентов.

Другой подход к построению расчетной модели для определения прочности при продавливании, основанный на наблюдениях механизма разрушения плит, использован в проекте новых европейских норм Model Code 2010. Принято, что сопротивление продавливанию складывается из сопротивления сегментов плиты, расположенных за конусом продавливания и сопротивления сжатой усеченной конической оболочки, которая расположена от грани колонны до вершины трещины. Сегменты плиты, разделенные радиальными трещинами и расположенные за конусом продавливания, рассматриваются как абсолютно жесткие тела. Разделенные радиальными трещинами сегменты плиты поворачиваются вокруг вершины трещины и передают усилия на сжатую усеченную коническую оболочку. При этом несущая способность узла на продавливание является функцией угла поворота сегментов плиты. Для вычисления углов поворота плиты нормы Model Code 2010 предлагают четыре уровня аппроксимации – от линейно – упругой модели до нелинейного расчета конструктивной системы с учетом трещинообразования.

На недостатки расчетной модели, принятой в нормативных документах [1, 2, 3], и значительное усложнение расчета по новым европейским нормам Model Code 2010 указывают авторы [4], предложившие практическую методику расчета с единым критерием, позволяющим проверять прочность плиты на продавливание при различных углах наклона граней пирамиды продавливания и находить минимальное значение прочности, в том числе при действии изгибающих моментов.

Одним из существенных недостатков нормативной методики расчета на продавливание [1] является отсутствие рекомендаций по учету соотношения сторон прямоугольной колонны (геометрической формы площадки приложения нагрузки).

Расчетная модель, принятая в нормах проектирования [1, 2, 3] обеспечивает хорошее соответствие теоретических и опытных значений разрушающих нагрузок при продавливании плоских плит, если площадка нагружения имеет круглую или квадратную форму, то есть, когда можно допустить, что распределение напряжений на каждой грани расчетного контура продавливания имеет однотипный характер. Анализ результатов экспериментальных исследований зарубежных авторов показывает, что при продавливании плиты колонной прямоугольной формы сечения расчетные значения разрушающих нагрузок удовлетворительно соответствуют опытным данным, если отношение сторон колонны (площадки нагружения) не превышает 2. В противном случае расчетные значения превышают опытные, что свидетельствует о несоответствии предпосылок расчетной модели фактическому характеру работы при продавливании монолитного узла сопряжения прямоугольной колонны и плоской плиты перекрытия.

Поскольку расчетная модель изначально является эмпирической, согласование расчетных и опытных данных также производится эмпирическими способами. В нормах проектирования [2] применяется поправочный коэффициент β, который снижает величину периметра расчетного контура, если соотношение сторон

колонны превышает 2. Формула для определения величины поправочного коэффициента установлена на основании результатов выполненных ранее немногочисленных экспериментальных исследований, на которые и ссылаются нормы [2]. В европейских нормах [3] с этой же целью предлагается схема для определения периметра расчетного контура, использование которой позволяет исключать из расчета часть его длины вдоль большей грани колонны.

В российских нормах [1] при размерах прямоугольной площадки опирания a×b и рабочей высоте плиты h_0 периметр расчетного контура поперечного сечения предлагается определять по формуле $u = 2\times(a+b+2h_0)$. Рекомендации по учету соотношения сторон колонны (геометрической формы площадки нагружения) отсутствуют. Между тем, как показывают результаты испытаний опытных образцов, отсутствие подобных рекомендаций в отдельных случаях может приводить к завышенной оценке прочности узлов монолитного безбалочного каркаса. Принимая во внимание большое разнообразие геометрических форм и конструктивных решений, реализуемых в процессе стремительного развития в нашей стране монолитного домостроения, следует констатировать, что возможность расчетной оценки рассматриваемого фактора позволит повысить конструктивную надежность и безопасность проектных решений.

Количество экспериментальных исследований посвященных рассматриваемому вопросу весьма немногочисленно. Среди последних исследований можно отметить работу [5], в которой представлены результаты испытаний образцов с отношением сторон колонны равным – 1 (образец ОС11), 3 (ОС13), 5 (ОС15). Образцы представляли собой плоскую железобетонную плиту, которая продавливалась центрально расположенной колонной. Поперечное армирование плиты в зоне продавливания не выполнялось. Высота сечения плиты – 150 мм. По результатам испытаний образцов на продавливание получены следующие значения разрушающих нагрузок: ОС11 – 423 кН, ОС13 – 568 кН, ОС15 – 649 кН.

Расчетные значения продавливающей силы (F_{ult}), определенные по формуле (8.88) норм [1], имеют удовлетворительную сходимость с опытными данными (V_{exp}) только для образца ОС11, имеющего квадратное сечение колонны – $F_{ult} / V_{exp} = 0{,}891$. Для колонн с прямоугольным сечением расчетные значения превышают опытные, причем превышение расчетных величин над опытными растет с увеличением отношения сторон колонны. Так, для образца ОС13 – $F_{ult} / V_{exp} = 1{,}032$, для образца ОС15 – $F_{ult} / V_{exp} = 1{,}384$.

Для приведения в соответствие расчетных и опытных данных автором предложена гипотеза о стесненных условиях деформирования плиты по периметру колонны [6]. Анализ результатов опубликованных экспериментальных исследований продавливания железобетонных плит колоннами прямоугольного сечения показывает, что область наибольших деформаций в плите расположена у коротких граней колонны, вдоль длинных граней деформации плиты уменьшаются в направлении от углов колонны к ее центру. Причем эта особенность деформирования плиты по периметру колонны отмечается на всех стадиях испытания образцов, вплоть до разрушения. Принимая во внимание отмеченную особенность напряженно – деформированного состояния плиты, и основываясь на анализе характера деформирования конечно – элементных моделей узлов

продавливания, будем полагать, что область стесненных деформаций плиты имеет форму эллипса, фокусы которого расположены посередине коротких граней прямоугольной колонны. Таким образом, длина короткой грани колонны будет соответствовать удвоенному фокальному параметру, а длинная грань колонны будет определять расстояние между фокусами эллипса. Используя указанные характеристики, вычисляются величины большой (2a) и малой (2b) осей эллипса.

Расчет несущей способности плоской железобетонной плиты при продавливании средней колонной (в отсутствие изгибающих моментов) предлагается выполнять по методике норм [1] с введением в расчетных формулах корректировки, учитывающей особенности деформированного состояния плиты по периметру колонны, в соответствии с предложенной гипотезой.

Периметр расчетного контура поперечного сечения при продавливании плоской плиты прямоугольной колонной находим, вводя коэффициент χ сомножителем к величине условного расчетного контура колонны квадратного сечения. Длина грани квадратной колонны при нахождении длины условного расчетного контура принимается равной длине короткой грани прямоугольной колонны.

Коэффициент χ принимается равным степенному отношению большой и малой осей эллипса:

$$\chi = (a / b)^{1/2} \qquad (1)$$

Подставляя скорректированные значения периметра расчетного контура поперечного сечения в формулу (8.89) норм [1], и учитывая фактические прочностные характеристики бетона образцов, получим следующие отношения расчетных и опытных значений разрушающих нагрузок: для образца ОС13 – $F_{ult} / V_{exp} = 0{,}872$, для образца ОС15 – $F_{ult} / V_{exp} = 0{,}923$.

Авторами [5] выполнялся сопоставительный анализ величин разрушающих нагрузок испытанных образцов с результатами, полученными по методикам американских норм [2], европейских норм [3] и по предложенной авторами [5] методике расчета. Результаты анализа, представленные в [5], приведены в табл. 1 совместно с результатами расчета по методике СП [1], в том числе с учетом корректировки, предложенной автором.

Таблица 1

Отношение расчетных и опытных значений прочности при продавливании

Номер образца	V_{exp}, кН	F_{ult} / V_{exp}				
		ACI 318-05	Eurocode 2	Методика [5]	СП 63.13330.2012	Коррект. методика СП
ОС11	423	0,608	0,734	0,734	0,891	0,891
ОС13	568	0,637	0,670	0,736	1,032	0,872
ОС15	649	0,658	0,589	0,799	1,384	0,943
Среднее значение		0,634	0,664	0,756	1,102	0,902

Продавливание плиты средней колонной при наличии изгибающего момента исследовалось в работе [7]. Испытывались образцы с отношением сторон колонны равным – 1 (9.6AH), 2 (9.6GH2), 3 (9.6GH3). Образцы представляли собой плоскую железобетонную плиту, которая продавливалась центрально расположенной колонной. Поперечное армирование плиты в зоне продавливания не выполнялось. Высота сечения плиты – 150 мм. Варьировались размеры граней колонны при

постоянной величине периметра, момент прикладывался в плоскости большей жесткости колонны.

Нормы [1] рекомендуют при действии изгибающего момента учитывать при расчете на продавливание его половину ($\gamma = 0{,}5 = Const$). В американских нормах [2] коэффициент γ_v, учитывающий долю изгибающего момента при расчете на продавливание, определяется по эмпирической формуле в зависимости от соотношения сторон расчетного контура и имеет переменное значение – от 0,4 до 0,5.

Предлагается определять коэффициент γ_p, учитывающий долю изгибающего момента при расчете на продавливание, используя введенный ранее параметр χ:

$$\gamma_p = \chi / (1{,}5 + \chi) \qquad (2)$$

Сопоставление величин разрушающих нагрузок по результатам испытаний [7] и их расчетных значений, вычисленных по американским нормам [2], российским нормам [1] и с учетом предложенного автором коэффициента γ_p приведено в табл. 2.

Таблица 2

Сопоставление опытных и расчетных значений разрушающих нагрузок

Опытные и расчетные значения	Маркировка образцов			Прим.
	9.6AH	9.6GH2	9.6GH3	
V_{exp}, кН	187	165	165	Опытные значения
M_{exp}, кН*м	97,7	82,3	83,4	
γ_v	0,4	0,46	0,493	ACI 318-05
V_{exp} / F_{ult}	0,51	0,5	0,58	
M_{exp} / M_{ult}	0,74	0,73	0,9	
Test / Calc	**1,25**	**1,23**	**1,48**	
γ	0,5	0,5	0,5	СП 63.13330. 2012
V_{exp} / F_{ult}	0,51	0,5	0,48	
M_{exp} / M_{ult}	0,93	0,8	0,76	
Test / Calc	**1,44**	**1,3**	**1,24**	
γ_p	0,4	0,458	0,48	Коррект. методика СП
V_{exp} / F_{ult}	0,51	0,5	0,55	
M_{exp} / M_{ult}	0,74	0,73	0,73	
Test / Calc	**1,25**	**1,23**	**1,28**	

Предлагаемая корректировка нормативной методики расчета при продавливании плоской железобетонной плиты перекрытия прямоугольной колонной с соотношением сторон больше 2 позволяет обеспечить лучшую сходимость расчетных значений с опытными величинами разрушающих нагрузок, устранить превышение расчетных значений над опытными и тем самым повысить конструктивную безопасность проектных решений.

Список литературы

1. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения: СП 63.13330.2012: утв. М – вом рег. развития Рос. Федерации 29.12.11: ввод в действие с 01.01.13. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012. – 165 с.

2. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary: ACI 318 – 05, ACI 318R – 05. – Farmington Hills. – USA. – 2005. – 430 p.

3. Eurocode 2. Design of Concrete Structures. Part 1. General Rules and Rules for Buildings: EN 1992 – 1:2001. – Brussels. – 2002. – 230 p.

4. Карпенко, Н.И. Практическая методика расчета железобетонных плит на продавливание по различным схемам / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко // Бетон и железобетон. – 2012. – № 5. – С. 10–16.

5. Punching Shear Strength of Slabs with Openings and Supported on Rectangular Columns / T. Susanto, H. K. Cheong, K. L. Kuang, J. Z. Geng // ACI Structural Journal. – 2004. – Vol. 101, № 5. – P. 678 – 687.

6. Филатов, В.Б. Силовое сопротивление железобетонных монолитных плоских плит перекрытий при продавливании колоннами прямоугольного сечения / В.Б. Филатов // Известия Самарского научного центра РАН. – 2012. – Т. 14, № 4(5) – С. 1322 – 1324.

7. Hawkins, N.M. Moment Transfer from Concrete Slabs to Columns / N.M. Hawkins, A. Bao, J. Yamazaki // ACI Structural Journal. – 1989. – Vol. 86, № 6. – P. 705 – 716.

Ключевые слова: плоская железобетонная плита, колонна, продавливание.

Key words: reinforced concrete flat plate, column, punching.

Филатов В.Б., к. т. н., доцент кафедры строительных конструкций, Самарский государственный архитектурно–строительный университет, E-mail: vb_filatov@mail.ru

Filatov V.B, PhD in engineering, Associate Professor of the Department of Building Constructions, Samara State University of Architecture and Civil Engineering, E-mail: vb_filatov@mail.ru

Для цитирования:

Филатов В.Б. К вопросу обеспечения конструктивной безопасности при расчете на продавливание плоских железобетонных плит / В.Б. Филатов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 240 – 245.

Citation:

Filatov V.B. To ensuring structural safety at calculation on punching reinforced concrete flat plates / V.B. Filatov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.240 – 245.

УДК 624.012

ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ КАРКАСОВ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ С ПОВЫШЕННЫМИ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫМИ КАЧЕСТВАМИ

Н.И. Фомин, А.Х. Байбурин
Екатеринбург, ФГАОУ ВПО «Уральский федеральный университет имени первого Президента России Б.Н. Ельцина»
Челябинск, ФГБОУ ВПО «Южно-Уральский государственный университет» (национальный исследовательский университет)

Аннотация
В работе представлены результаты экспериментального определения конструктивных и технологических решений каркасов гражданских зданий, обеспечивающих повышение его эксплуатационных качеств.

TECHNOLOGICAL AND CONSTRUCTIONAL SOLUTIONS FRAME OF CIVIL BUILDINGS WITH INCREASED OPERATIONAL QUALITIES

Abstract
The paper presents the results of experimental determination of structural and technological solutions frame of civil buildings that enhance its operational qualities.

Реализация комплексного улучшения эксплуатационных качеств (ЭК) гражданских зданий с монолитным и сборно-монолитным каркасом возможна через совершенствование ряда ключевых параметров ЭК [1].

Наибольшим потенциалом для повышения ЭК в таких зданиях обладает несущий каркас. Несмотря на широкое использование современных опалубок при возведении монолитного каркаса ЭК несущих конструкций на многих строительных объектах нельзя признать удовлетворительными. Из-за выполнения всего объема опалубочных, арматурных и бетонных работ в условиях строительной площадки, снижение ключевых параметров ЭК происходит вследствие непроектного класса бетона и расположения арматуры, несоблюдения величин защитного слоя бетона, сверхнормативных отклонений конструкций в плане и по высоте, низкого качества поверхностей и сверхнормативных деформаций. Рациональным направлением в развитии строительных технологий, позволяющим снизить дефектность конструкций каркаса и, одновременно, повысить скорость его возведения, т.е. комплексно повысить его ЭК, является сочетание монолитного железобетона и сборных конструкций. Одним из вариантов успешной реализации данного направления является использование несъемной железобетонной опалубки. За последнее время в гражданском строительстве Свердловской области распространение получила несъемная железобетонная опалубка стен и перекрытий с несущим арматурным каркасом «Филигран» (далее несъемная опалубка), изготавливаемая по германской технологии (рис. 1). Вышедшие в 2011 и 2012 годах стандарты (СТО НОСТРОЙ 2.6.15-2011[2] и СТО НОСТРОЙ 2.7.16-2011[3]) содержат требования к конструкции несъемной опалубки, а также общие правила

производства и приемки работ при возведении сборно-монолитных стен и перекрытий. Однако указанные нормы, в особенности технологические, не позволяют в полной мере оценить и использовать возможности железобетонной опалубки.

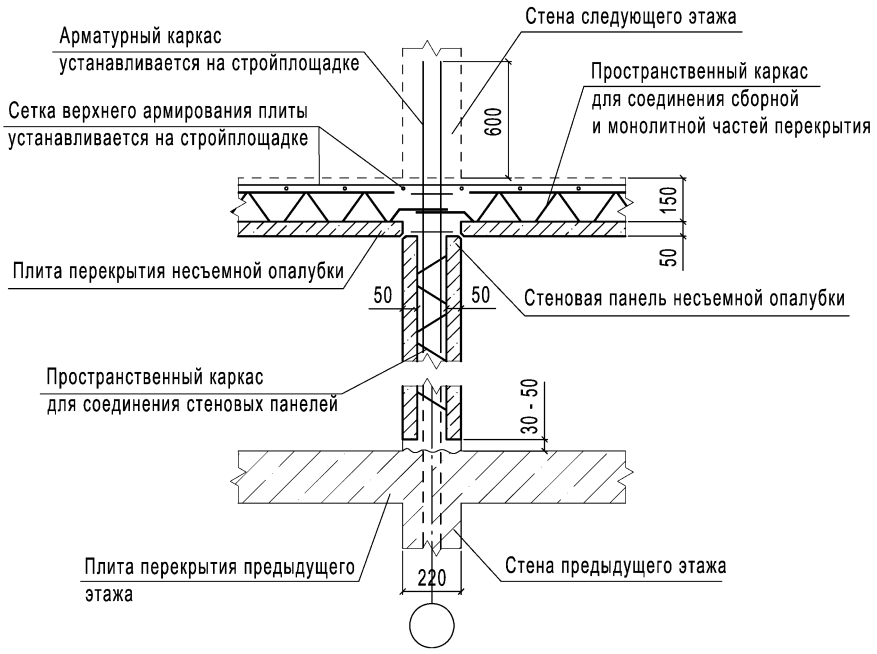


Рис. 1 Типовой узел соединения стен и перекрытия в несъемной опалубке

В работе представлены результаты экспериментального определения конструктивных и технологических решений каркасов гражданских зданий, обеспечивающих повышение ключевых параметров его ЭК, при высокой скорости производства работ.

Область применения несъемной опалубки ограничена климатическими условиями площадки строительства. Так, для Урала использование несъемной опалубки перекрытия технологически оправдано только в летний период.

Данное ограничение в основном связано с трудно удаляемым обледенением верхней шероховатой поверхности опалубки, возникающем при хранении и монтаже опалубки в условиях отрицательных температур воздуха (особенно при снегопадах), а также трудностями прогрева тонких сборных плит. Вышесказанное определяет эффективную область одновременного использования в каркасе несъемной опалубки стен и перекрытий (без потери его ЭК): малоэтажные общественные здания и жилые здания до 12 этажей, т.е. объекты с каркасом, возводимым за 4 – 5 месяцев.

Для определения возможной скорости одновременного возведения стен и перекрытий в несъемной опалубке выполнено строительство экспериментальной 11-этажной секции жилого дома в г. Екатеринбурге. Результаты хронометража показали возможность одновременного возведения одним башенным краном конструкций каркаса в несъемной опалубке на двух секциях. Максимальная скорость производства монтажных работ при этом составляет 4 этажа в месяц. Установлено, что для возведения каркаса в несъемной опалубке с указанной скоростью необходимо придерживаться следующих архитектурно-конструктивных

ограничений: площадь этажа одной секции не должна превышать 400 м^2, а количество стеновых элементов опалубки на этаже должно быть не более 34.

Определено, что трудоемкость монтажа несъемной стеновой опалубки практически не зависит от ее высоты и длины, что позволяет минимизировать количество используемых стеновых элементов, при этом длина элемента должна быть не более 5,8 м (в связи с технологическим ограничением завода изготовителя).

Результаты исследований технологии устройства сборно-монолитных стен в несъемной опалубке [4], а также конструктивных особенностей опалубки показали, что область целесообразного применения несъемной стеновой опалубки: стены лестнично-лифтовых узлов в зданиях до 25 этажей и наружные стены подвала с утеплением. Первая область применения связана с максимальной реализацией повышенных требований к планово-высотному расположению и лицевой поверхности стен в лестнично-лифтовых узлах, а вторая – с возможностью качественной укладки в заводских условиях жесткого плитного утеплителя в объем между сборными стеновыми панелями.

Таким образом, для условий Урала несъемная стеновая опалубка имеет больший потенциал для совершенствования ЭК каркаса, что определило направление дальнейших исследований.

В результате экспериментального подбора численности и квалификации рабочих установлено, что для обеспечения высоких темпов и качества производства работ при устройстве сборно-монолитных стен в несъемной опалубке следует предусматривать работы в 4 потока. Содержание потоков и требуемые характеристики исполнителей представлены в табл.

Таблица

Характеристики потоков при возведении сборно-монолитных стен

№ потока	Содержание потока	Профессия и количество рабочих в потоке	Требуемая квалификация
1	Монтаж опалубки (стеновых элементов)	Монтажник – 4 чел.	5 разряд – 2 чел. 4 разряд – 2 чел.
2	Бетонирование стеновых элементов	Бетонщик – 3 чел.	3 разряд – 2 чел. 2 разряд – 1 чел.
3	Армирование стеновых элементов	Арматурщик – 1 чел	2 разряд – 1 чел.
4	Демонтаж подкосов и заделок	Монтажник – 2 чел.	3 разряд – 2 чел.

Оценка качества сборно-монолитных стен, выполненных по разработанной технологии, показала снижение уровня дефектности стен в среднем на 30 % по сравнению с монолитным вариантом, а сокращение затрат на отделочные работы составило не менее 40 %.

Средняя норма времени на устройство 1 м^3 сборно-монолитной стены (установка опалубки, армирование, бетонирование и демонтаж подкосов) в летних условиях составляет 0,76 чел.-ч, что в 4,5 раза меньше фактической нормы времени на устройство 1 м^3 монолитной стены в современной инвентарной опалубке.

Существующее конструктивное решение несъемной стеновой опалубки не позволяет в полной мере обеспечить повышение ключевых параметров ЭК каркаса по следующим причинам.

1) Процесс уплотнения бетонной смеси в несъемной опалубке затруднен из-за наличия пространственного арматурного каркаса и малого расстояния между плитами (обычно 100 – 120 мм). Испытания образцов (кернов) из сборно-монолитной стены на сжатие показало, что использование глубинных вибраторов не обеспечивает качественного уплотнения смеси, в результате чего, в ней образуются воздушные пустоты, как правило, на границе монолитной части со сборными плитами, снижающие несущую способность сборно-монолитной стены. Кроме этого, увеличение объема пустот в монолитной части происходит также из-за малой площади открытой поверхности смеси между сборными плитами.

2) При укладке бетонной смеси в несъемную опалубку в зимних условиях обеспечение благоприятных температурных условий для формирования прочности твердеющего бетона является задачей, определяющей несущую способности сборно-монолитной стены. Комплексность задачи обусловлена необходимостью обеспечения положительных температур во всем объеме сборно-монолитной стены. В действующих нормах [3] в качестве основного метода бетонирования с использованием несъемной железобетонной опалубки предусмотрено устройство тепляков с тепловлагозащитным покрытием. Данное решение нельзя признать технологичным, кроме этого требуется использование тепловых генераторов и специальных укрывных материалов в качестве оболочки покрытия.

3) В действующих нормах по устройству сборно-монолитных конструкций в несъемной опалубке [3] предусмотрен ультразвуковой метод неразрушающего контроля, предполагающий измерение скорости прохождения ультразвука через каждую сборную панель до бетонирования и после него через сборно-монолитную конструкцию. До производства бетонных работ, строительная лаборатория должна произвести ультразвуковой контроль сборных конструкций, принятой к производству, что достаточно сложно выполнить при организации монтажа «с колес», из-за необходимости постоянного присутствия на площадке сотрудника лаборатории. Ультразвуковой контроль также требует точного измерения толщины сборных плит опалубки и монолитного сердечника. Выявленные требования к реализации ультразвукового контроля, таким образом, снижают его технологическую надежность и делают слабо пригодным для практической реализации.

Для устранения указанных недостатков разработаны три конструктивных решения несъемной стеновой опалубки, на которых получены патенты [5-7]. Реализация данных решений при изготовлении стеновой опалубки позволит обеспечить высокую технологическую надежность процессов при укладке и уплотнении бетонной смеси монолитного сердечника, повысить достоверность и технологичность контроля прочности бетона монолитного сердечника, т.е. обеспечить повышение ключевых параметров ЭК стены сборно-монолитной стены.

По результатам проведенного исследования сформулированы следующие выводы.

1) Одним из вариантов реализации комплексного улучшения ЭК каркаса гражданских зданий является использование несъемной железобетонной опалубки, при этом большим потенциалом для повышения ЭК каркаса обладает несъемная стеновая опалубка.

2) Скорость возведения каркаса (стен и перекрытий) в несъемной опалубке при выполнении определенных условий может достигать 4 этажа в месяц.

3) При использовании стеновой железобетонной опалубки уровень дефектности стен снижается в среднем на 30 % по сравнению с монолитным вариантом.

4) Для дальнейшего повышения ключевых параметров ЭК сборно-монолитных стен рекомендуется использовать конструктивные решения несъемной опалубки, обеспечивающие:

- повышение технологической надежности процессов укладки и уплотнения бетонной смеси монолитного сердечника [5];
- температурные условия для стабильного набора прочности бетона монолитного сердечника в зимних условиях [6];
- повышение достоверность и технологичность контроля прочности бетона монолитного сердечника [7].

Литература

1. Фомин, Н.И. Комплексный подход к повышению эксплуатационных качеств монолитных гражданских зданий / Н.И. Фомин, А.П. Исаев // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. – 2014. № 1. – С. 75-79.

2. СТО НОСТРОЙ 2.6.15-2011 «Конструкции сборно-монолитные железобетонные. Стены и перекрытия с пространственными арматурным каркасом. Технические условия». М.: НИИЖБ, Издательство «БСТ». 2011. – 49 с.

3. СТО НОСТРОЙ 2.7.16-2011 «Конструкции сборно-монолитные железобетонные. Стены и перекрытия с пространственными арматурным каркасом. Правила выполнения, приемки и контроля монтажных, арматурных и бетонных работ». М.: НИИЖБ, Издательство «БСТ». 2012. – 73 с.

4. Фомин, Н.И. Исследование технологии устройства сборно-монолитных стен в несъемной железобетонной опалубке / Н.И. Фомин // Вестник гражданских инженеров. – 2013. – № 5(40). С. 131-136.

5. Патент № 135671 Российская Федерация, МПК E04 B 2/86. Железобетонная несъемная стеновая опалубка / Н.И. Фомин, К.В. Бернгардт, Д.Л. Шаврин. - № 2013130539/03; заявл. 02.07.2013; опубл. 20.12.2013, Бюл. № 35. - 1 с.

6. Патент № 145947 Российская Федерация, МПК E04 B 2/86. Железобетонная несъемная стеновая опалубка / Н.И. Фомин, Д.Л. Шаврин. - № 2013154205/03; заявл. 05.12.2013; опубл. 27.09.2014, Бюл. № 27. - 1 с.

7. Патент № 145678 Российская Федерация, МПК E04 B 2/86. Железобетонная несъемная стеновая опалубка / Н.И. Фомин, Д.Л. Шаврин. - № 2013155416/03; заявл. 12.12.2013; опубл. 27.09.2014, Бюл. № 27. - 2 с.

Ключевые слова: каркас, технология возведения, несъемная опалубка.

Keywords: frame, the technology of construction, concrete panel.

Фомин Никита Игоревич - старший преподаватель ФГАОУ ВПО «Уральский федеральный университет имени первого Президента России Б.Н. Ельцина», г. Екатеринбург. Россия, 620002, Екатеринбург, ул. Мира, 17. УрФУ, строительный институт, кафедра строительного производства и экспертизы недвижимости. nnimoff@mail.ru.

Байбурин Альберт Халитович - профессор ФГБОУ ВПО «Южно-Уральский государственный университет» (национальный исследовательский университет). Россия, 454080, Челябинск, пр. Ленина, 76. ЮУрГУ, архитектурно-строительный факультет, кафедра технологии строительного производства. abayburin@mail.ru.

Fomin Nikita Igorevich - major lecturer Federal state independent educational institution of the higher professional education «Ural federal university named after the First President of Russia B.N. Yeltsin», Ekaterinburg. nnimoff@mail.ru.

Bayburin Al'bert Khalitovich – professor Federal state state-financed educational institution of higher professional education «South Ural State University» (National Research University), Chelyabinsk. abayburin@mail.ru.

Для цитирования:

Фомин Н.И. Технологические и конструктивные решения каркасов гражданских зданий с повышенными эксплуатационными качествами / Н.И. Фомин, А.Х. Байбурин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 246 – 251.

Citation:

Fomin N.I. Technological and constructional solutions frame of civil buildings with increased operational qualities / N.I. Fomin, A.H. Baiburin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 246 – 251.

УДК 692.48

РАМНЫЕ СТРОПИЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ ПРИ ШАГЕ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ 15 МЕТРОВ

И.И. Шишов, С.И. Рощина, М.А. Рязанов, Х. Эззи

Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых, Владимир, Россия

Аннотация

Рассматривается покрытие одноэтажного промышленного здания каркасного типа. Предлагаются стропильные конструкции в виде пространственных рам пролетом 24 м и жестко соединенные с ними ребристые плиты. Плиты имеют высоту 600 мм и располагаются в пределах высоты ригелей, благодаря чему уменьшается общая высота покрытия. Торцевые ребра плит соединяются с ригелем монолитным бетоном, усиливая его верхний пояс. Шаг поперечных рам здания увеличен до 15 м.

TRUSS FRAME AND COVER PLATE INDUSTRIAL BUILDINGS AT A STEP CROSS RAM 15 METERS

Abstract

We consider a single-storey industrial building coating frame type. Truss offers a spatial frame span of 24 m and is rigidly connected thereto ribbed slabs. Plates have a height of 600 mm and are arranged within the height of beams, thereby reducing the overall height of the coating. The end plates are connected to the rib bolt situ concrete, reinforcing its upper zone. Step transverse frames of the building is increased to 15 m.

Покрытие производственного здания покоится на стропильных конструкциях, перекрывающих пролеты и составляющих вместе с колоннами поперечные рамы, шаг которых вдоль цеха в типовом решении 6 или 12 м [1]. Увеличение шага могло бы ускорить возведение здания и улучшить условия для расстановки технологического оборудования, но возникающие при этом подстропильные конструкции существенно усложняют каркас. Предлагаются стропильные конструкции рамного типа и жестко соединенные с ними ребристые плиты, позволяющие увеличить шаг поперечных рам до 15 м без подстропильных конструкций.

Стропильная конструкция представляет собой пространственную раму двускатного очертания, состоящую из двух плоских рам, аналогичных примененным в работе [2], соединенных общим верхним поясом коробчатого сечения и поперечными стенками, расположенными с шагом 3 м и служащими опорами для ребристых плит (рис. 1). Плиты имеют конструктивную длину 14.4 м, высоту 0.6 м, располагаются в пределах высоты ригеля и соединяются с ним сваркой закладных металлических деталей в двух уровнях (снизу и сверху), что делает соединение жестким. Между торцами ребристых плит и верхним поясом ригеля предусматривается замкнутое пространство, куда по щитку несъемной опалубки укладывается монолитный бетон, вовлекающий в работу стропильной конструкции торцевые ребра плит; расчетное сечение верхнего пояса становится двутавровым (рис. 1г). Нижний пояс имеет прямоугольное сечение небольшой высоты, работает преимущественно на центральное растяжение.

Расчеты на прочность выполнялись по предельным состояниям на одновременное действие продольных сил, действующих в сечениях, взятых по граням стоек, и моментов от местного изгиба элементов. Рассматривается три варианта ригеля на пролет 24 м и расчетную нагрузку от покрытия и снега 6.5 КПа с одинаковым уклоном верхнего пояса 1:12 и высотой в середине пролета 2.0; 2.25 и 2.5 м. Нижний пояс армируется предварительно напряженной арматурой К-19 диаметром 14 мм. Число канатов по вариантам: 28, 24, 20, соответственно. В верхнем поясе применяется стержневая арматура А500. Наибольшее сечение требуется в приопорных панелях, коэффициент армирования до 0.026; в других панелях требуемое сечение намного меньше. Конструкции имеют достаточную трещиностойкость и жесткость: максимальное раскрытие трещин в нижнем поясе 0.14 мм при предельно допустимом значении 0.20 мм; максимальный прогиб ригеля в середине пролета 62 мм при предельно допустимом значении 96 мм.

Ребристые плиты по форме аналогичны плите серии 1.465-3 тип II [3], но имеют высоту сечения 600 мм, расчетную длину 14.2 м и жесткое защемление по концам. В продольных ребрах устанавливается 6 канатов К-7 диаметром 9 мм (по 3 в ребре) с предварительным напряжением; в верхней зоне на приопорных участках – 4 стержня диаметром 20 мм класса А500. Эпюры моментов от расчетных и длительных нагрузок показаны на рисунке 2.

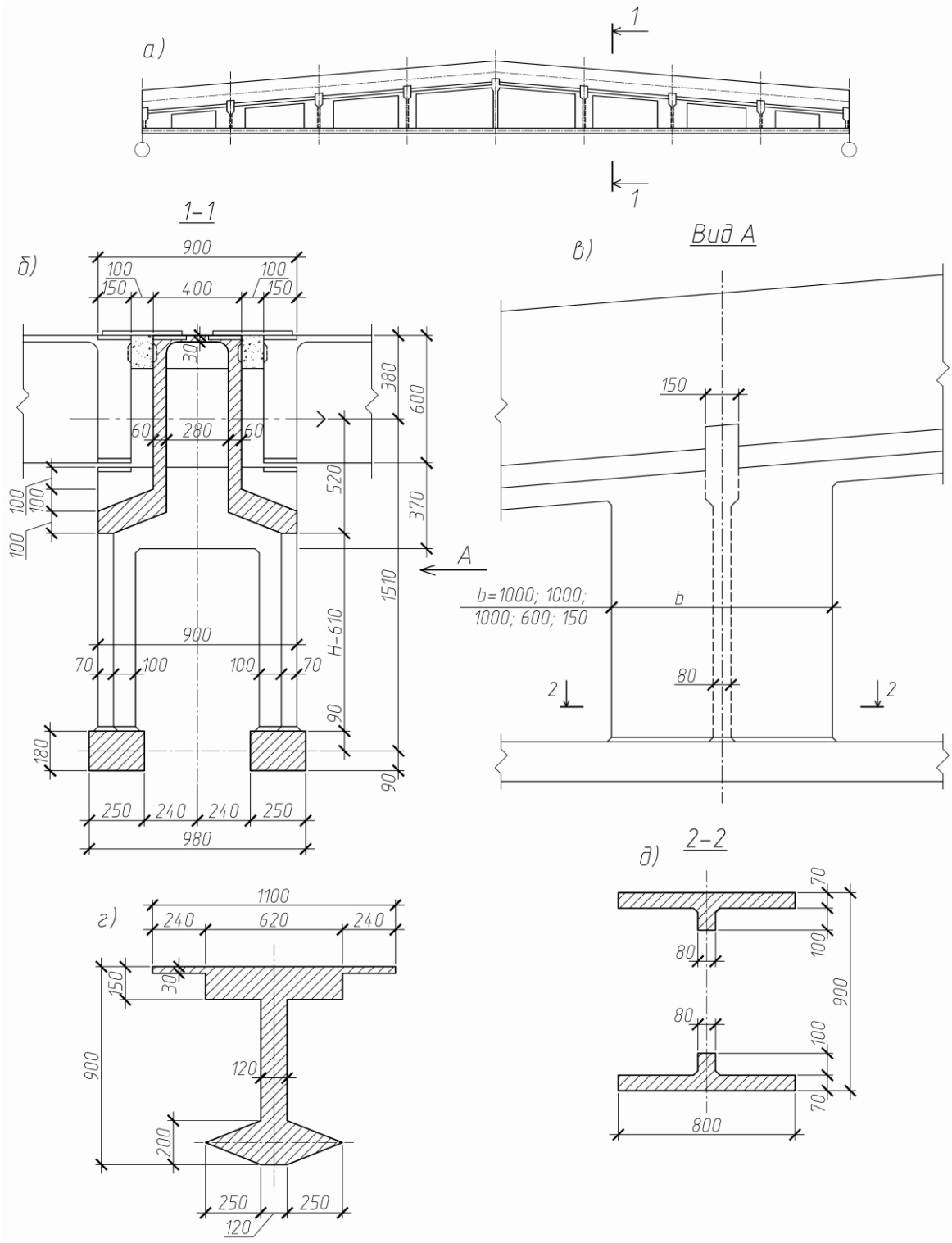
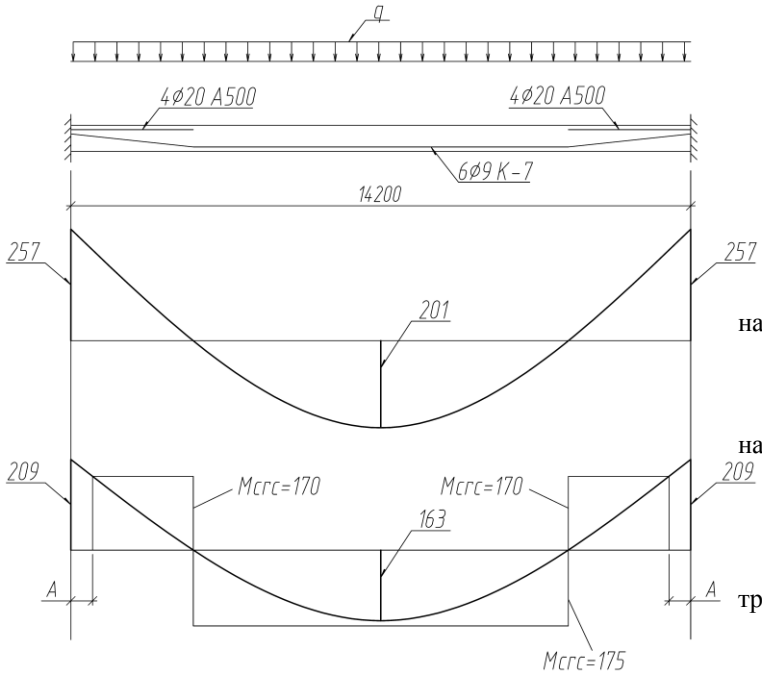


Рис.1. Сборно- монолитная стропильная конструкция
а) - Общий вид, б) - поперечное сечение сборной части, в) - вид сбоку, г) - расчетное сечение верхнего пояса, д) - сечение стойки



Расположение продольной рабочей арматуры плиты

Эпюра моментов, кНм, от расчетной нагрузки q= 18, 2 кН/м

Эпюра моментов, кНм, от длительной нагрузки q= 14, 8 кН/м;
А- участок с трещинами.
Максимальное раскрытие трещин a_{crc} = 0,18мм.
Предельно допустимое раскрытие трещин $a_{crc,u}$ = 0,30мм.

Рис.2. К расчету ребристой плиты

Моменты образования трещин определялись с учетом неупругих деформаций бетона растянутой зоны в соответствии с принятыми предпосылками [4] и эпюрами деформаций и напряжений, приведенными на рисунке 3. В приопорных зонах напрягаемая арматура отводится вверх на 400 мм от нижней грани продольных ребер.

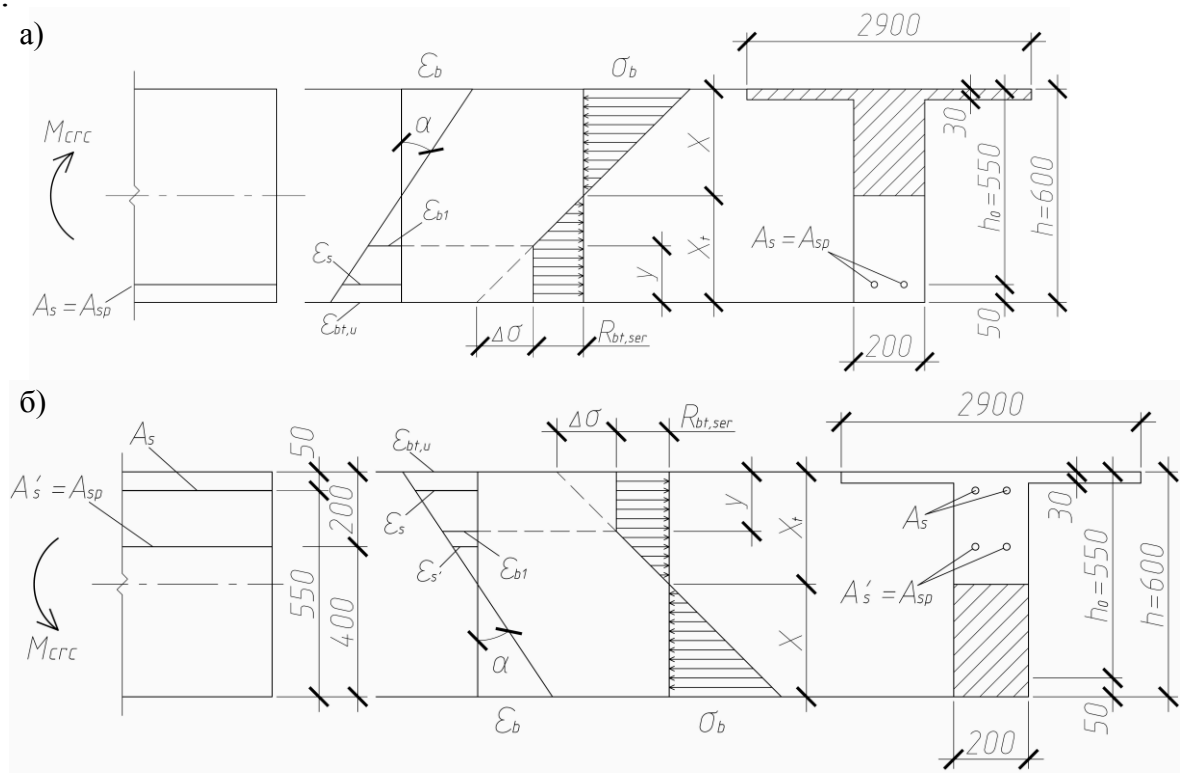


Рис.3. К определению момента образования трещин в плите: а) в пролете, б) на опоре

Моменты образования трещин и моменты, возникающие от длительной нагрузки, соответственно: в пролете 0.175 и 0.163 МНм, на опорах 0.170 и 0.209 МНм. В нижней зоне плиты трещин не возникает, в верхней возникают небольшие по протяженности участки с раскрытием нормальных трещин до 0.18 мм, при предельно допустимом значении 0.30 мм. Прогиб плиты в середине пролета 11.0 мм.

Таблица

Расход бетона и продольной рабочей арматуры на покрытие

Вид покрытия		Стропильная конструкция		Ребристая плита		На два пролета в 24м длиной 600м		Высота покрытия, м
		Объем бетона, $м^3$	Напрягаемая арматура, кг	Объем бетона, $м^3$	Продольная рабочая арматура, кг	Объем бетона, $м^3$	Продольная рабочая арматура, кг	
Типовые	На раскосных фермах	7,42 М400	474 П-7	2,96 М500	88 П-7	3125 М500	118748 П-7	3,75
	На безраскосных фермах	7,3 М500	638 П-7			3113 М500	135476 П-7	3,75
Предлагаемые	Вар.1. Н= 1,0÷2,0м	7,96 В40	682 К-19	3,96 В40	35,75 К-7 55,3 А500	3187 В40	78804 К-7, К-19 35392 А500	2,47
	Вар.2. Н= 1,25÷2,25м	8,33 В40	585 К-19			3218 В40	70850 К-7, К-19 35392 А500	2,72
	Вар.3. Н= 1,5÷2,5м	8,70 В40	487 К-19			3248 В40	62814 К-7, К-19 35392 А500	2,97

Литература

1. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции: учеб. для вузов строит. спец. / В.М.Бондаренко, Р.О.Бакиров, В.Г.Назаренко, В.И.Римшин. – М.: Высшая Школа, 2002. – 876 с.

2. Шишов, И.И. Стропильные конструкции из линейных и плоских элементов и их совместная работа с плитами покрытий / И.И. Шишов, С.И. Рощина, Х. Эззи, М.А. Рязанов // Бетон и железобетон – взгляд в будущее. Научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону. Том 1. – М.: МИСИ – МГСУ, 2014. – С. 407 – 413.

3. Бердичевский, Г.И. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства / под ред. Г.И.Бердичевского. – М.: Стройиздат, 1974. – 398 с.

4. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.

Ключевые слова: покрытие промышленного здания, стропильная конструкция, ребристая плита, шаг поперечных рам.

Keywords: covering of the industrial building, rafter design, ribbed plate, step transverse frames

Рощина Светлана Ивановна, зав. каф. «Строительные конструкции», Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых, д-р техн. наук, профессор, rsi3@mail.ru

Шишов Иван Иванович, канд. техн. наук, профессор, доцент, Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых, shishov@shishov777.elcom.ru

Рязанов Максим Александрович, аспирант, Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых, makc85@bk.ru

Эззи Хишам, аспирант, Владимирский государственный университет имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых, hisham84@mail.ru

Roshchina Svetlana Ivanovna , Head. CAF . " Building construction ", Vladimir State University named after Alexander G. and Nicholas G. Stoletovs , Dr. Sc . Science, Professor , rsi3@mail.ru

Shishoff Ivan , PhD. tehn. , professor, associate professor, Vladimir State University Alexander G. and Nicholas G. Stoletovs , shishov@shishov777.elcom.ru

Maksim Aleksandrovich Ryazanov , a graduate student , Vladimir State University named after Alexander G. and Nicholas G. Stoletovs , makc85@bk.ru

Ezzi Hisham , a graduate student , Vladimir State University named after Alexander G. and Nicholas G. Stoletovs , hisham84@mail.ru

Для цитирования:

Шишов И.И. Рамные стропильные конструкции и плиты покрытия промышленного здания при шаге поперечных рам 15 метров / И.И. Шишов, С.И. Рощина, М.А. Рязанов, Х. Эззи // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 251 – 256.

Citation:

Shishoff I.I. Frame Truss and cover plate of an industrial building at step transverse frames 15 meters / I.I. Shishoff, S.I. Roshchina, M.A. Ryazanov, H. Ezzi // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.251 – 256.

УДК 69.022.32

ИССЛЕДОВАНИЕ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ТЯЖЕЛЫХ ВЕНТИЛИРУЕМЫХ ФАСАДНЫХ СИСТЕМ

Г.Н. Шмелев, В.П. Крупин, А.М. Валеева
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, Казань, Россия

Аннотация.

В статье рассматриваются результаты исследования несущей способности двух видов кронштейнов системы тяжелого навесного вентилируемого фасада «Перспектива 3000».

С целью определения несущей способности конструкции фасада авторами были проведены численные и экспериментальные исследования прочности и деформативности кронштейнов системы. Представлена методика проведения натурных испытаний. Приведены сравнительные графики результатов эксперимента и численного моделирования, а также изображения напряженно деформированного состояния.

STUDY OF THE BEARING CAPACITY HEAVY HINGED FACADE SYSTEM

Abstract.

The article considers the results of the study of bearing capacity of two types brackets of heavy hinged ventilated facade "Perspective 3000".

In order to determine the bearing capacity of the construction of the facade, the authors have performed numerical and experimental studies of strength and deformability bracket system. The technique of full-scale testing. The comparative diagrams of the experimental and numerical simulation, as well as images of stress strain state.

В практике строительства широко применяются навесные вентилируемые фасады. Тяжелые фасадные системы предназначены для крепления облицовки из кирпича и камня. Основным достоинством тяжелых фасадных систем с применением консольных кронштейнов является возможность уйти от конструктивного решения, связанного с выносом опорной бетонной плиты на плоскость фасада.

Фасадная система включает различные типы конструкций, элементами которых являются несущие стальные кронштейны, опорные профили, их комбинации и конструктивные элементы, выполненные из нержавеющей стали класса А2 или А4. Стальные кронштейны разделяются на два вида: сварные или сборные.

Одной из проблем данных систем является повышенная требовательность к ровности поверхности стены. В связи с этим фасадная система «Перспектива 3000» предлагает новую конструкцию кронштейнов с возможностью регулировки вылета консоли. Были разработаны два типа регулируемых кронштейнов с 3-х и 4-х болтовым соединением.

Предлагаемые конструкции кронштейнов обладает конструктивной новизной, поэтому для оценки эффективности предлагаемого решения были проведены численные и экспериментальные исследования образцов.

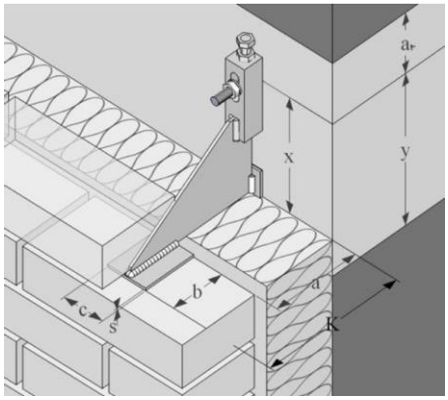


Рис. 1. Сварной тип кронштейна

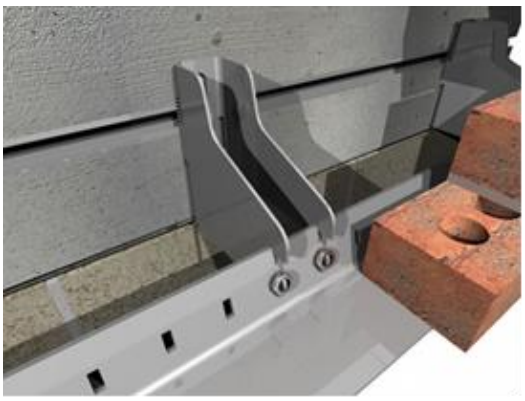


Рис. 2. Сборный тип кронштейна

Численное исследование напряженно-деформированного состояния образцов фасадной системы.

Исследование НДС образцов тяжелой фасадной системы «Перспектива 3000» было выполнено в программных комплексах «ANSYS 14.0» и «Лира САПР 13».

Численное исследование кронштейна с 3-х болтовым соединением показало, что максимальные растягивающие напряжения возникают в верхней зоне и достигают при действии расчетной вертикальной нагрузки (7.0 кН)- 172 МПа, в сжатой зоне напряжения составили - 72.21 МПа, максимальные деформации - 0.98 мм.

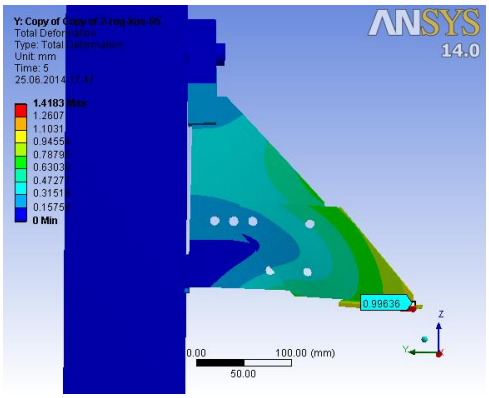


Рис. 3. Изополя перемещений по Z(G) кронштейна №1 в ПК «ANSYS»

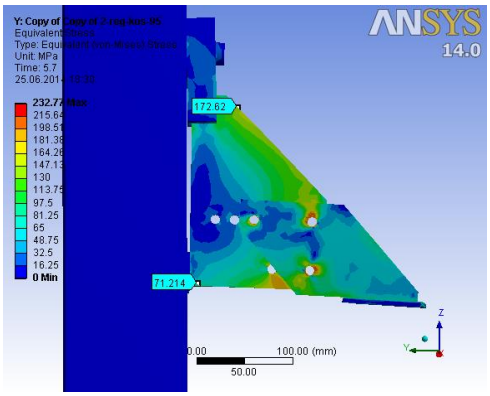


Рис. 4. Изополя эквивалентных напряжений кронштейна №1 в ПК «ANSYS»

Для кронштейна с 4-х болтовым соединением максимальные деформации, определенные при расчете конечно-элементной модели в ПК «ANSYS 14.0», соответствующие расчетной вертикальной нагрузке (7.0 кН), составили 0.88 мм. Максимальные напряжения при действии расчетной вертикальной нагрузки (7.0 кН), составили в растянутой зоне -148.8 МПа, в сжатой зоне- 86.37 МПа.

По результатам численного моделирования в ПК ««ANSYS 14.0» можно отметить, что деформации при 4-х болтовом соединении уменьшились на 12 %, а напряжения в растянутой зоне на 16 %.

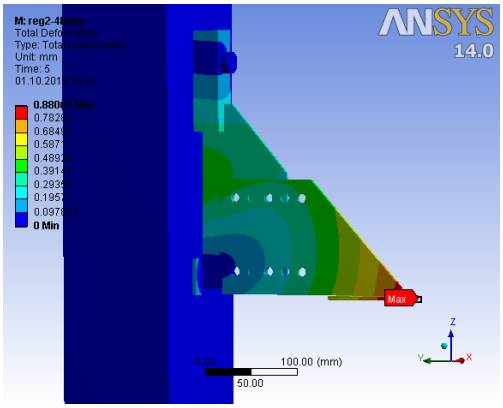


Рис. 5. Изополя перемещений по Z(G) кронштейна № 2 в ПК «ANSYS»

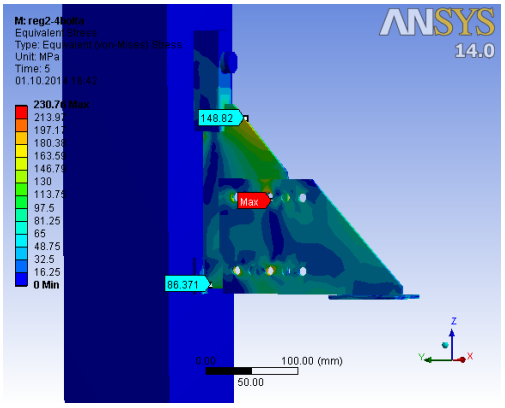


Рис. 6. Изополя эквивалентных напряжений кронштейна № 2 в ПК «ANSYS»

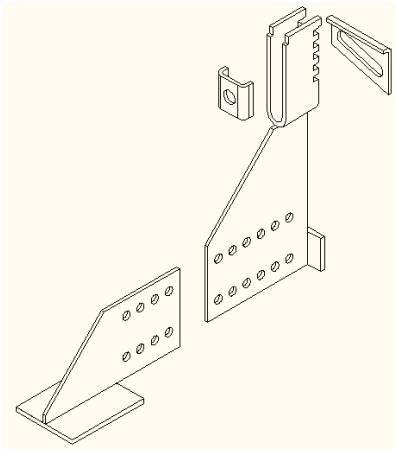


Рис. 7. Конструкция регулируемого кронштейна №3

В разработке находится третий тип регулируемого кронштейна с U-образной зубчатой пластиной в узле крепления.

Экспериментальные исследования несущей способности кронштейнов

Испытывались два типа кронштейнов системы «Перспектива 3000» со сплошной пластиной КНС и составной пластиной КНР с вылетами консолей 25 см и толщиной листа 4 мм. Испытание кронштейнов на изгиб производилось при помощи рычажной лебедки, прикрепленной к металлическому упору, установленный силовой в пол. Канат лебедки через динамометр, установленный в цепь, прикрепляется к концевой части кронштейна. Загружение осуществлялось этапами по 100 кг, со снятием показаний по прогибомеру с ценой деления 0,1 мм, установленным с одной стороны кронштейна; индикатора часового типа с ценой деления 0,01 мм и тензорезисторам, установленным на кронштейнах в местах наибольших расчетных напряжений, через автоматический измеритель деформаций (АИД-4).

Рис.8. Общий вид экспериментальной установки

Рис.9. Вид кронштейна КНР на испытательном стенде

Рис.10. Вид кронштейна КНР после разрушения

В ходе эксперимента разрушение первого кронштейна КНС произошло вследствие потери устойчивости нижней кромки при нагрузке 20 кН. Максимальные деформации при расчетной нагрузке (7.0 кН) составили 0.7 мм, остаточные 0.25 мм. Предельно допустимые деформации, равные 3 мм, были достигнуты при нагрузке 19 кН, в 2.53 раза превышающая расчетную вертикальную нагрузку. Остаточные деформации при данной нагрузке составили 1.6 мм.

Разрушение кронштейна КНР произошло при нагрузке 13 кН при расчетной вертикальной нагрузке в 7.0 кН. Деформации нового типа кронштейна увеличились на 18.5 % при сравнении со стандартным и составили 0.83 мм, напряжения в растянутой зоне увеличились на 34.3 %.

В настоящее время подготовлены экспериментальные испытания регулируемого кронштейна с 4-х болтовым соединением и U-образной зубчатой пластиной в опорном узле.

Сравнительные графики результатов эксперимента и численного моделирования

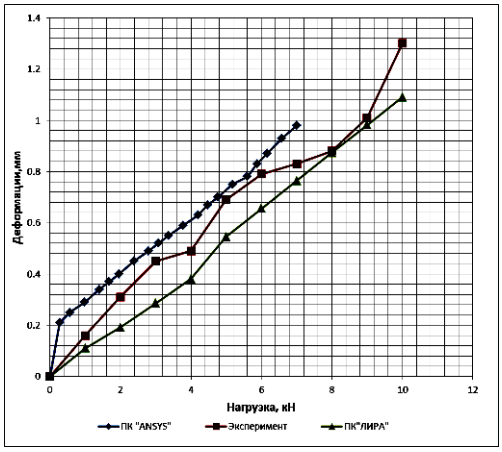


Рис.11. График зависимости деформаций от нагрузки кронштейна КНР

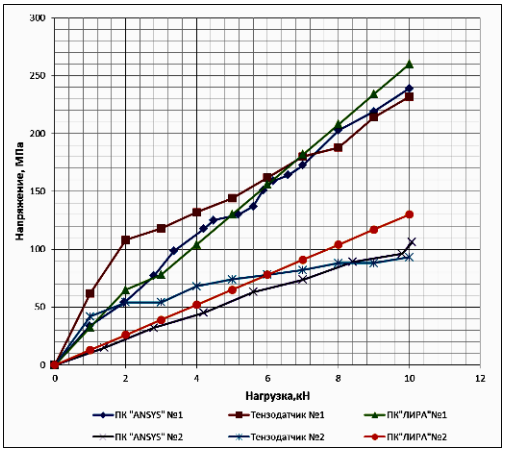


Рис.12. График зависимости напряжений от нагрузки кронштейна КНР

На основании проведенного исследования можно сделать следующие выводы:

1. Несущая способность новой конструкции кронштейна с 3-х болтовым соединением, испытанного на действие расчетной нагрузки 7,0 кН обеспечена. Запас прочности новой конструкции составил 85 %.

2. Расхождения по результатам численных и экспериментальных исследований кронштейна КНС составили: по прогибам – 18.25%, по напряжениям - 3.9%, кронштейна КНР: по прогибам - 16.6%, по напряжениям - 7.3%.

3. Преимуществом тяжелых навесных фасадов является: обеспечение вентиляции и всей плоскости фасада и надежной защиты теплоизоляционного слоя от воздействий окружающей среды; создание внешнего вида целостной кирпичной кладки без разрывов; решение сложных, нестандартных архитектурных задач; высокая несущая способность.

На рис. 13 и 14 представлены объекты с применением ФС «Перспектива 3000»

Рис.13. Частная вилла. г.Казань

Рис.14. Жилой комплекс «Олимпийская деревня Новогорск»,спортивное сооружение. г. Москва

Литература
1. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. - М., 2011.
2. Технический каталог фасадной системы «Перспектива 3000». - Казань, 2012.
3. Справочник проектировщика. Металлические конструкции. - М., 1998.

Ключевые слова: тяжелый навесной вентилируемый фасад, прочность и деформативность несущих кронштейнов.

Keywords: heavy ventilated facades, strength and deformability of the bearing brackets.

Шмелев Г.Н. - кандидат технических наук, профессор (e-mail: shmelev@kgasu.ru)
Крупин В.П. – ассистент (e-mail: vol-pin@mail.ru)
Валеева А.М. – бакалавр (e-mail: aigul.valeeva1@yandex.ru)
Казанский государственный архитектурно-строительный университет
Адрес организации: 420043,Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д.1

Shmelev G.N. – candidate of technical sciences, professor (e-mail: shmelev@kgasu.ru)
Krupin V.P. – assistant (e-mail: vol-pin@mail.ru)
Valeyeva A.M. – bachelor (e-mail: aigul.valeeva1@yandex.ru)
Kazan State University of Architecture and Engineering
The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya St, 1

Для цитирования:
Шмелев Г.Н. Исследование несущей способности тяжелых вентилируемых фасадных систем / Г.Н. Шмелев, В.П. Крупин, А.М. Валеева // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 257 – 262.

Citation:
Shmeliov G.N. Study of the bearing capacity heavy hinged facade system / G.N. Shmelev, V.P. Krupin, A.M. Valeyeva // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 257 – 262.

УДК 626.01

К ВОПРОСУ ОБТЕКАНИЯ ТОНКИХ ПРОФИЛЕЙ В КАНАЛЕ С ПОЛИГОНАЛЬНЫМИ СТЕНКАМИ

Л.А. Яковлева
ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, РФ

Аннотация

В работе в линейной постановке рассматриваются задачи обтекания тонких профилей в канале с полигональными стенками. Задачи исследования потока жидкости в канале возникают при строительстве различных гидротехнических сооружений и дренажа в процессе эксплуатации. Дана общая постановка задачи, получены аналитические решения задачи обтекания пластины в рамках линейной и нелинейной теории.

TO THE QUESTION FLOW AROUND A THIN PROFILE IN THE CHANNEL WITH POLIGONAL WALLS

Abstract

In the paper are considered a linear formulation of the flow problem of thin profiles in the channel with polygonal walls. Research problems of fluid flow in the channel arise in the construction of various hydraulic structures and drainage in service. A general statement of the problem, the analytical solution of the problem of flow around a plate in the linear and nonlinear theory.

1. Постановка задачи. Возникновение теории обтекания тонких слабоизогнутых профилей относится к двадцатым годам прошлого столетия. На основе линейной теории обтекания получено огромное количество задач плавного, струйного и кавитационного обтекания как изолированных профилей, так и систем профилей с учетом и без учета внешних границ потока жидкости.

В линейной теории физическая плоскость течения $\tilde{z} = \tilde{x} + i\tilde{y}$ заменяется линеаризованной плоскостью $z = x + iy$ с разрезом вдоль отрезка γ, параллельного оси x, мало отличающегося от профиля $\tilde{y} = \tilde{y}(\tilde{x})$. Для определения комплексно – сопряженной скорости возмущенного потока $dW/d\tilde{z} = v_{\tilde{x}} - iv_{\tilde{y}}$ вводится функция $\omega(z) = v_{\tilde{x}} - v_{\tilde{y}} - U_\infty$, (1.1) где U_∞- скорость невозмущенного потока. Функция $\omega(z)$ считается малой всюду в потоке, за исключением малых окрестностей некоторых граничных точек (передняя кромка профиля, точка замыкания и др.).

Граничное условие непротекания для функции $dW/d\tilde{z}$ на профиле $\tilde{\gamma}$

$$\frac{v_{\tilde{x}}}{v_{\tilde{y}}} = \tilde{y}'_{\tilde{x}} \approx \alpha(x) \tag{1.2}$$

заменяется условием

$$v = -\mathrm{Im}\omega = U_\infty \cdot \alpha(\tilde{x}) = U_\infty \cdot \alpha(x) \tag{1.3}$$

которое выполняется на берегах разреза вдоль отрезка γ в линеаризованной плоскости.

Поскольку на γ: $dz = dx$, а комплексные переменные z и $\tilde{z}$ связаны соотношением

$$\tilde{z} = z + 0(\varepsilon), \tag{1.4}$$

где ε – некоторый малый параметр, например, угол атаки, число кавитации и т.д., то форма профиля $\tilde{\gamma}$ согласно (1.2) –(1.4) задается уравнениями

$$\tilde{y} = -\mathrm{Im}\frac{1}{U_\infty}\int \omega(z)dz + 0(\varepsilon^2), \quad \tilde{x} = x + 0(\varepsilon). \tag{1.5}$$

В силу однозначности мнимой части функции $\omega(z)$ с точностью до величин второго порядка малости должно выполняться условие

$$\mathrm{Im}\oint_\gamma \omega(z)dz = 0, \tag{1.6}$$

которое является условием равенства нулю расхода жидкости через отрезок γ в линеаризованной плоскости.

В рамках линейной теории условие замкнутости физического профиля $\tilde{\gamma}$ в линеаризованной плоскости z по ординате y выполняется с точностью до величин второго порядка малости, т.е.

$$\mathrm{Im} \oint_{\gamma} y'_x(x)dx = 0, \tag{1.7}$$

а по координате x профиль может быть разомкнут на величину порядка $0(\varepsilon)$ [1]. Отметим, что в рамках данной теории, согласно (1.5), условия (1.6) и (1.7) эквивалентны, поэтому условие (1.6) есть условие замкнутости профиля $\tilde{\gamma}$ и служит уравнением для определения длины неизвестного профиля (например, длины каверны) или же оно выполняется тождественно для заданного профиля.

Линейная теория дает вполне удовлетворительные результаты для гидродинамических сил и геометрических характеристик течения жидкости в задачах обтекания тонких профилей неограниченными потоками или потоками, ограниченными твердыми (как непротекаемыми, так и проницаемыми) параллельными стенками или свободными поверхностями, которые в невозмущенном состоянии параллельны скорости набегающего потока.

Однако, эту теорию нельзя применить для решения задач обтекания тонких профилей в областях с произвольными внешними границами, например, для области, указанной на рис.1,поскольку функция (1.1) на бесконечности за профилем имеет порядок $U_\infty[H/(H+S)-1]$, т.е. не является малой величиной порядка $0(\varepsilon)$. Для решения задач обтекания тонких профилей в этих областях вместо функции (1.1) можно ввести функцию

$$\omega(z) = \frac{dW}{d\tilde{z}} - \left(\frac{dW}{dz}\right)_0, \tag{1.8}$$

где $(dW/dz)_0$ – комплексно – сопряженная скорость потока жидкости с произвольными внешними заданными границами, обтекающего пластину параллельно потоку. В формуле (1.1) роль этой функции играет величина U_∞. Функция (1.8) является малой во всей области, за исключением малых окрестностей некоторых граничных точек. Граничное условие непротекания профиля $\tilde{\gamma}$ для комплексно – сопряженной скорости $dW/d\tilde{z}$ записывается в виде (1.2). Или с учетом (1.8), что на пластине, параллельной набегающему потоку, мнимая часть функции $(dW/dz)_0$ равна нулю, с точностью до величин второго порядка $0(\varepsilon^2)$ находим

$$v = U_0(x) \cdot y'(x), \tag{1.9}$$

где $U_0(x)$ – действительная часть функции $(dW/dz)_0$ на пластине. При этом функция (1.8) должна удовлетворять условию (1.6), которое выражает условие равенства нулю расхода жидкости через пластину γ и служит уравнением для определения длины данной пластины.

Здесь также должно выполняться условие (1.7), которое служит для определения длины неизвестного профиля (например, длины каверны или проницаемого участка). Отметим, что при выполнении условия (1.6) условие (1.7) автоматически

выполняется с точностью до величины $0(\varepsilon^2)$ для заданных профилей $\tilde{\gamma}$, и в рамках предложенной теории условия (1.6) и (1.7) не эквивалентны.

2. Обтекание наклонной пластины. Рассмотрим безотрывное обтекание пластины в канале с уступом на нижней стенке. Пусть H- ширина канала на бесконечности перед пластиной длины l, наклоненной ч скорости набегающего потока $\vec{v}_\infty$ под углом $\pi\beta$; S – высота уступа, боковая стенка которой наклонена под углом $\pi\gamma$ к горизонтальному дну; $(H-h, L)$ – координаты передней кромки пластины в выбранной системе отсчета (рис.1).

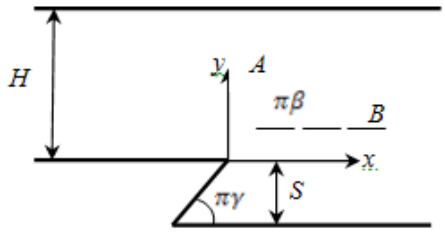


рис. 1

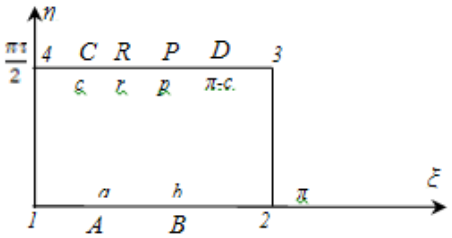


рис. 2

Решение задачи строится в параметрическом виде. Для этого физическая область течения через разрез 2, 3-4, 1 конформно отображается на прямоугольник со сторонами π и $\pi|\tau|/2$ (рис.2).

Производная отображающей функции имеет вид:

$$\frac{dz}{d\varsigma} = Ne^{-i\pi\beta}\frac{\vartheta_1(\varsigma-a)\vartheta_1(\varsigma-b)}{\vartheta_4(\varsigma-c)\vartheta_4(\varsigma+c)}\left[\frac{\vartheta_4(\varsigma-p)}{\vartheta_4(\varsigma-r)}\right]^{1-\gamma}, \tag{2.1}$$

где

$$a+b = \pi(1+\beta)+(1-\gamma)(r-p), \tag{2.2}$$

$$N = \frac{H}{\pi}\frac{\vartheta_1'(0)\vartheta_1(2c)}{\vartheta_4(a+c)\vartheta_4(b+c)}\left[\frac{\vartheta_1(c+r)}{\vartheta_1(c+p)}\right]^{1-\gamma}, \tag{2.3}$$

$\vartheta_1(\varsigma)$ и $\vartheta_1(\varsigma)$ – тэта – функция Якоби [2].

Действительные параметры $N, q = e^{-\pi|r|}$, a, b, c, p, r определяются из условий задания геометрических параметров границ потока:

$$\frac{\vartheta_4(a-\mathrm{c})\vartheta_4(b-\mathrm{c})}{\vartheta_4(a+c)\vartheta_4(b+c)}\left[\frac{\vartheta_1(c+r)\vartheta_1(c-p)}{\vartheta_1(c+p)\vartheta_1(c-r)}\right]^{1-\gamma} = 1+\frac{S}{H}, \tag{2.4}$$

$$l = N\int_a^b \frac{\vartheta_1(a-t)\vartheta_1(t-b)}{\vartheta_4(t-c)\vartheta_4(t+c)}\left[\frac{\vartheta_4(t-p)}{\vartheta_4(t-r)}\right]^{1-\gamma}dt, \tag{2.5}$$

$$S = N\sin\pi\gamma\int_r^p \frac{\vartheta_4(t-a)\vartheta_4(t-b)}{\vartheta_1(t-c)\vartheta_1(t+c)}\left[\frac{\vartheta_1(p-t)}{\vartheta_1(t-r)}\right]^{1-\gamma}dt, \tag{2.6}$$

$$H - h + iL = \int_{p+\frac{\pi\tau}{2}}^{b} \frac{dz}{d\varsigma} d\varsigma, \qquad (2.7)$$

Функция (2.1) получена в работе [3] при $\gamma = 1$ и $\beta = 0$.

Для комплексно – сопряженной скорости потока

$$\frac{dW}{dz} = v_x - iv_y \qquad (2.8)$$

Из условия непротекания границ нетрудно получит краевую задачу Гильберта:

$$v_y = 0 \quad \text{при} \quad \eta = \frac{\pi|\tau|}{2}, \quad \xi \notin (r,p),$$

$$v_x \sin\pi\gamma - v_y \sin\pi\gamma = 0 \quad \text{при}\ \eta = \frac{\pi|\tau|}{2}, \quad \xi \in (r,p), \qquad (2.9)$$

$$v_x \sin\pi\beta - v_y \sin\pi\beta = 0 \quad \text{при}\ \eta = 0, \quad \xi \in (0,\pi).$$

Решение задачи (2.9) в классе функций, имеющих простой полюс в точке $\varsigma = a$ имеет вид:

$$\frac{dW}{dz} = -v_\infty e^{-i\pi\beta} \frac{\vartheta_4(a+c)\vartheta_1(\varsigma+b)}{\vartheta_4(b-c)\vartheta_1(\varsigma-a)} \left[\frac{\vartheta_1(c+p)\vartheta_4(\varsigma-r)}{\vartheta_1(c+r)\vartheta_4(\varsigma-p)}\right]^{1-\gamma}. \qquad (2.10)$$

С учетом (2.1) и (2.10) производную от комплексного потенциала потока можно преобразовать к виду:

$$\frac{dW}{d\varsigma} = \frac{Hv_\infty}{\pi N}\left[\frac{\vartheta_4'}{\vartheta_4}(\varsigma+c) - \frac{\vartheta_4'}{\vartheta_4}(\varsigma-c) + \frac{\vartheta_4'}{\vartheta_4}(b-c) - \frac{\vartheta_4'}{\vartheta_4}(b+c)\right]^{1-\gamma},$$

который можно проинтегрировать по комплексной постоянной:

$$W(\varsigma) = \frac{Hv_\infty}{\pi N}\left\{\ln\frac{\vartheta_4(\varsigma+c)}{\vartheta_4(\varsigma-c)} + \varsigma\left[\frac{\vartheta_4'}{\vartheta_4}(b-c) - \frac{\vartheta_4'}{\vartheta_4}(b+c)\right]\right\} + const. \qquad (2.11)$$

По формулам (2.1) и (2.11) можно восстановить геометрию течения идеальной несжимаемой жидкости в канале с уступом на его нижней стенке при безотрывном обтекании наклонной пластины.

Гидродинамические силы, действующие на пластину, можно вычислить по формуле Жуковского – Чаплыгина [4]:

$$X - iY = \frac{i\rho}{2}\oint_\Gamma \left(\frac{dW}{dz}\right)^2 dz,$$

где Г - произвольный замкнутый контур, охватывающий наклонную пластину.

Последнюю формулу в параметрическом прямоугольнике приведем к виду:

$$X - iY = \frac{i\rho}{2}\int_0^\pi \left(\frac{dW}{dz}\right)^2 \frac{dz}{d\varsigma} d\varsigma + \frac{i\rho}{2}\int_{|\varsigma|=a} \left(\frac{dW}{dz}\right)^2 \frac{dz}{d\varsigma} d\varsigma, \qquad (2.12)$$

где второй интеграл берется по полуокружности бесконечно малого радиуса с центром в точке $\varsigma = a$.

С учетом (2.1), (2.10) из (2.12) находятся коэффициенты сопротивления ($C_x = 2X/(\rho v_\infty^2 l)$) и подъемной силы ($C_y = 2Y/(\rho v_\infty^2 l)$) наклонной пластины:

$$C_x = C_x^0 \cos\pi\beta + C_y^0 \sin 2\pi\beta, \quad C_y = -C_x^0 \sin\pi\beta + C_y^0 \cos 2\pi\beta, \qquad (2.13)$$

где C_x^0 и C_y^0 – коэффициенты сопротивления и подъемной силы горизонтальной пластины:

$$C_x^0 = \frac{H}{l}\frac{\vartheta_1(2c)\vartheta_1^2(a+b)\vartheta_1(a-b)}{\vartheta_4(a-c)\vartheta_4^2(b-c)\vartheta_4(b+c)}\left[\frac{\vartheta_1(c+p)\vartheta_1(a-r)}{\vartheta_1(c+r)\vartheta_4(a-p)}\right]^{1-\gamma}, \qquad (2.14)$$

$$C_x^0 = -\frac{H}{\pi l}\frac{\vartheta_1'(0)\vartheta_1(2c)\vartheta_4(a+c)}{\vartheta_4^2(b-c)\vartheta_4(b+c)}\left[\frac{\vartheta_1(c+p)}{\vartheta_1(c+r)}\right]^{1-\gamma} \times$$
$$\times \int_0^{\pi} \frac{\vartheta_1(t-b)\vartheta_1^2(t+b)}{\vartheta_1(t-a)\vartheta_4(t-c)\vartheta_4(t+c)}\left[\frac{\vartheta_4(t-r)}{\vartheta_4(t-p)}\right]^{1-\gamma} dt. \qquad (2.15)$$

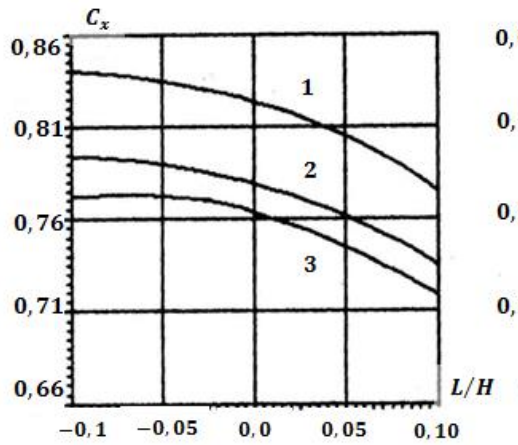


рис. 3

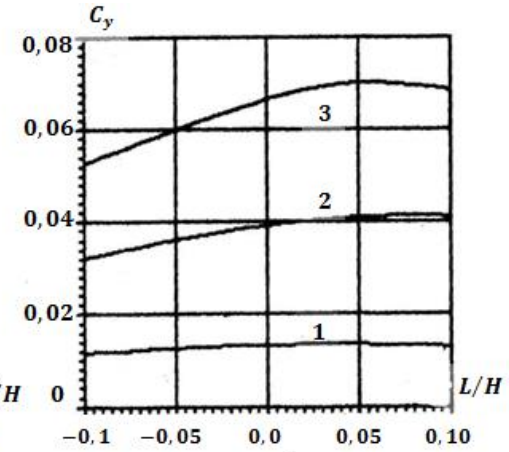


рис. 4

На рис. 3-6 приведены графики зависимости коэффициентов сопротивления и подъемной силы наклоненной под углом $\pi\beta = 30^0$ и 5^0 пластины в канале ширины $H = 10l$ от горизонтального удаления передней кромки L/l при фиксированных значениях $H = 5h$, $H = 0{,}1S$ (кривая 1), $0{,}2S$ (кривая 2), $0{,}3S$ (кривая 3) и $\pi\gamma = 60^0$.

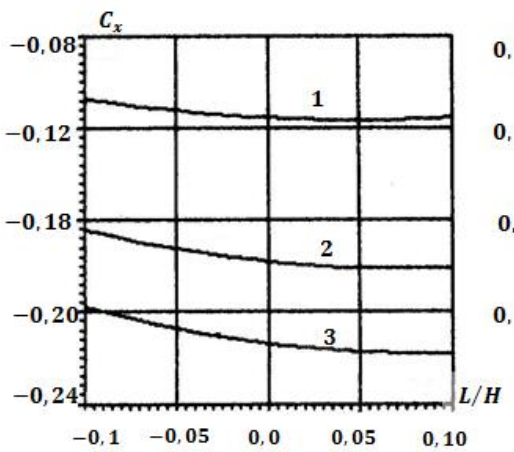


рис. 5

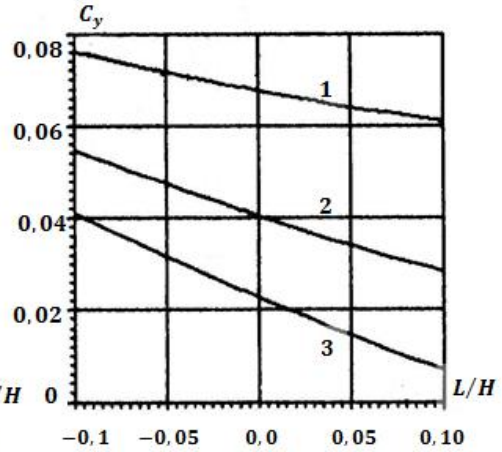


рис. 6

Литература

1. М.И. Гуревич Теория струй идеальной жидкости. М.: Наука, 1979, 537 с.

2. Э.Т. Уиттекер, Дж.Н. Ватсон Курс современного анализа. Т. 2. Трансцендентные функции. М.: Физматгиз, 1963. 515 с.

3. А.Г. Терентьев. К линейной теории кавитационного обтекания препятствий. // Вопросы прикладной математики и механики. Чебоксары: Чуваш. Ун-т, 1971. Вып. 1. С.3-35.

4. Л.Г. Лойцянский Механика жидкости и газа. М.: Наука, 1973. 847 с.

Ключевые слова: условие непротекания, гидродинамические силы, комплексно – сопряженная скорость потока, тэта – функция Якоби, краевая задача Гильберта, канал со стенками.

Keywords: nonflow condition, hydrodynamic forces, complex - conjugate flow velocity, theta - Function of the Jacobi, Hilbert boundary value problem, channel with walls.

Яковлева Лариса Анатольевна, магистрант кафедры строительных конструкций строительного факультета ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»; пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-301, г. Чебоксары; e-mail: llarrochka@mail.ru; тел. 62-42-02 (доб. 6122).

Yakovleva Larisa Anatolyevna, undergraduate, FGBOU VPO "Chuvash State University named IN Ulyanov"; Lenin ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office H-301, Cheboksary; e-mail: llarrochka@mail.ru; tel. 62-42-02 (ext. 6122).

Для цитирования:
Яковлева Л.А. К вопросу обтекания тонких профилей в канале с полигональными стенками / Л.А. Яковлева // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С.262 – 268.

Citation:
Yakovleva LA To the question flow around a thin profile in the channel with polygonal walls / LA Yakovleva // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.262 – 268.

ПОВЫШЕНИЕ НАДЕЖНОСТИ, ДОЛГОВЕЧНОСТИ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 6.9.2.44

СПОСОБ СТАТИЧЕСКОГО УКРЕПЛЕНИЯ КУПОЛОВ КОМПОЗИТНЫМИ СИСТЕМАМИ, СОСТОЯЩИМИ ИЗ СЕТКИ ИЗ УГЛЕРОДНОГО ВОЛОКНА И КЛЕЯЩЕГО РАСТВОРА НА ОСНОВЕ МИНЕРАЛЬНОГО ВЯЖУЩЕГО

P. Amato[1], В.А. Бахмисов[2], В.А. Куклин[3], Э.Н. Яковлев[4]
[1]Dr. Chem. Eng., Ruredil SA,S. Donato Milanese (Milano) Италия;
[2] НИИЖБ/ ОАО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия
[3] ООО «БетонПрофит», г. Екатеринбург, Россия
[4] ООО «СК ЕвроСтрой», г. Москва, Россия

Аннотация
Приведен способ статического усиления кладочных куполов с применением композитной системы, состоящей из сетки из углеродного волокна и клеящего раствора на основе минерального вяжущего путем направленной укладки усиливающих элементов.

STATIC METHOD OF STRENGTHENING DOMES COMPOSITE SYSTEM CONSISTING OF A MESH OF CARBON FIBER AND ADHESIVE MORTAR BASED ON MINERAL BINDERS

Abstract
Given the static method of strengthening masonry domes application of the composite system consisting of a grid of carbon fiber and adhesive based on cement by targeting laying reinforcing elements.

Настоящее сообщение касается укрепления двух кладочных куполовс положительной гауссовой кривизной с использованием цементирующих композитных строительных растворов.

1. Предположение.

Предполагается, что кладка не имеет прочности на разрыв (несвязная кладка).

При таком допущении, усиление кладочных структур композитными фибровыми материалами может быть признано эффективным для предотвращения разъединения элементов кладки, как изображено на рис. 1.

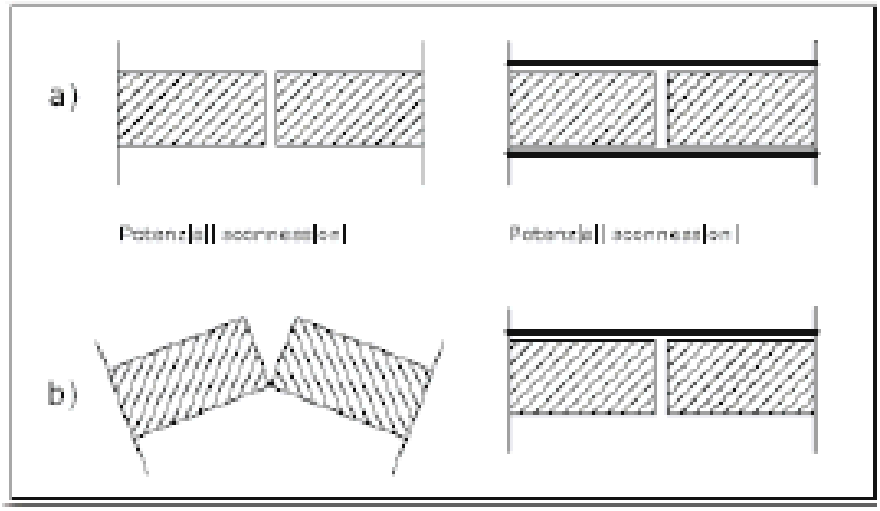


Рисунок 1 - Схема кладки и усиления.

Когда количество зон разрывов в структуре достигает числа, достаточного для того, чтобы она стала нестабильной, появляется механизм разрушения, подобный изображённому на рис. 2 на примере арки.

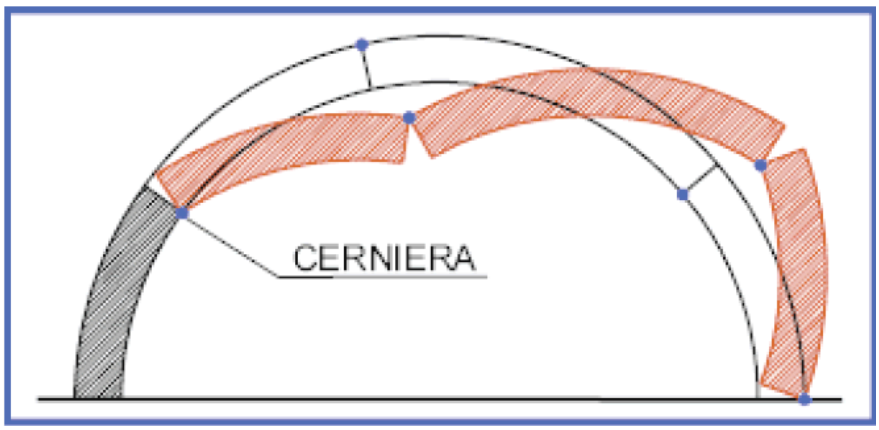


Рисунок 2 - Схема разрушения арки (Cerniera – шарнир).

Образование разъединений, подобных указанным на рис. 1, наблюдается в кладочных структурах, когда существует нормальное напряжение разрыва (случай а), или когда нормальное напряжение сжатия действует на линию (линии давления), проходящие вдоль края сечения (случай б). Во втором случае расположение шарниров – на краю сечения, если принято, что кладка имеет бесконечную твёрдость и бесконечное сопротивление силам сжатия. В ином случае, шарнир (который должен быть расположен вдоль линии давления) образуется на некотором расстоянии от края, определяемом величиной действующего нормального напряжения сжатия.

В представленном предварительном проекте принято, что кладка бесконечно тверда и компрессионно стойка.

Применение композитных материалов предотвращает разъединение, показанное на рис. 1, или приводит к перемещению линии давления за пределы зоны, как это схематически показано на рис. 3.

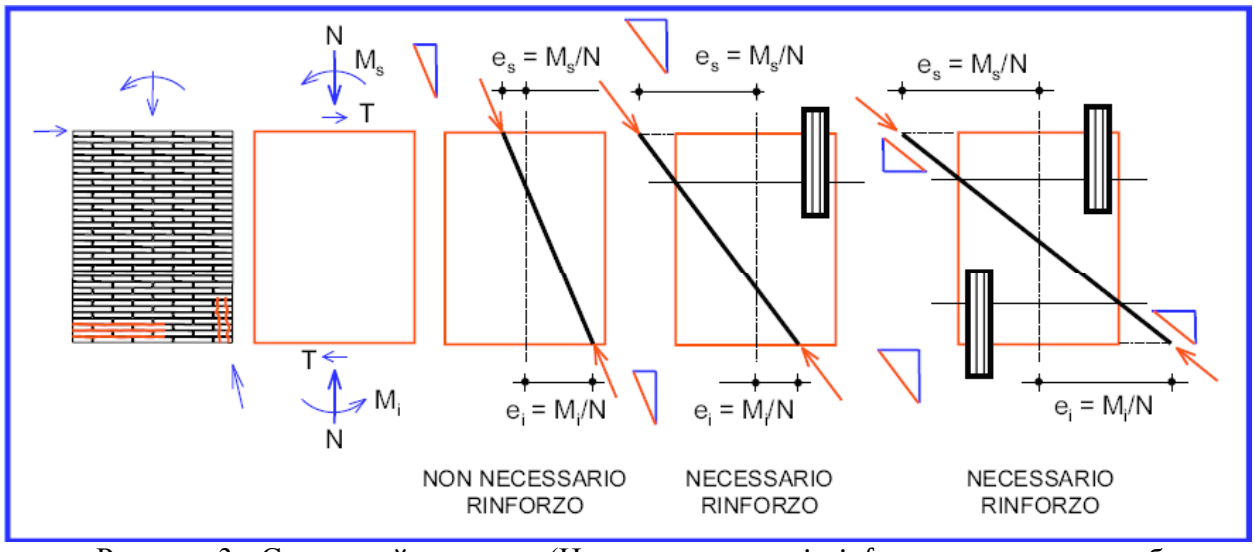


Рисунок 3 - Схемы действия сил (Надписи: necessariorinforzo = усиление необходимо; nonnecessariorinforzo = нет необходимости усиления).

2. Купола.
Рассматриваемые элементы расположены на вершине здания, построенного в 1951 году, на АвенидаСарриа 35, Барселона, Испания.
На фотографиях видно, что купола имеют очевидное растрескивание.
Имеются видимые трещины, идущие в меридиональном направлении и горизонтальная трещина, которая идёт по всей окружности.
Для лучшего понимания, что происходит с рассматриваемыми куполами, была построена модель, к верхней точке которой прикладывали усилие до её разрушения.
Трещины, образующиеся при нагрузке, имели меридиональное направление. Меридиональное растрескивание, что подтверждается простым анализом мембранных сил, начинается в верхней точке и продолжается до пяты арки и ниже. После начала подобного растрескивания купол делится на сегменты. Несущая способность, т. о., определяется линией давления каждого сегмента.

Фото 1. Характер трещин на куполе.

После этого на уровне опоры образовались параллельные трещины. Они являются логическим последствием линии давления, выходящей из толщины кладки.
Принимая во внимание природу нагрузок и, особенно, тот факт, что величина сил, приложенных к верху купола, которые вызвали кризис, превышает вес самого купола, линия давлений, исходящая из толщины кладки, проявляется в точности на опорах. После этого купол разрушается.
В исследованном нами случае открытые трещины также расположены в направлении меридианов, купол разделён на сегменты. Более того, величина силы,

которая разрушила купол, - это собственный его вес, который приводит к выходу линии давления из объёма.
Таким образом, имеются условия для нового разрушения, если не произвести укрепления строения.

Фото 2. Образование меридиональных трещин.

3. Стратегия усиления.
Действия по усилению, которые истекают из вышеприведённых рассуждений, проведены с применением Руредил Х Меш С10.
Проектное усиление состоит из 6 углеродистых полотен, которые уложены в меридиональном направлении и скреплены на концах коннекторами. Дополнительно предполагается оборачивание в горизонтальном направлении для противодействия раскрытию сегментов, на которые поделен купол.
Запланированное укрепление представлено на прилагаемом рисунке 3.
Среди различных рассмотренных планов укрепления также рассматривали возможность покрытия купола слоем раствора, усиленного фиброй с синтетической структурой. Однако, этот вариант был отвергнут по следующим причинам:
- Толщина наносимого раствора была бы не менее 4 см, т. е. слишком тяжелая.
- Если принять во внимание структуру разломов, которые чётко указывают направление напряжений, то видно, что использование фиброусиленного (с дисперсным армированием) раствора неприменимо. Причина тому – фибра не расположена определённым образом, поэтому её эффект не будет использован на 100%.
Эти рассуждения рассматриваются как предварительный план и тесно связаны с предположениями о нагрузках и геометрии, описанных в настоящей статье. Эти предположения должны быть тщательно проверены проектировщиками до проведения усиления, должен быть составлен план проведения работ.

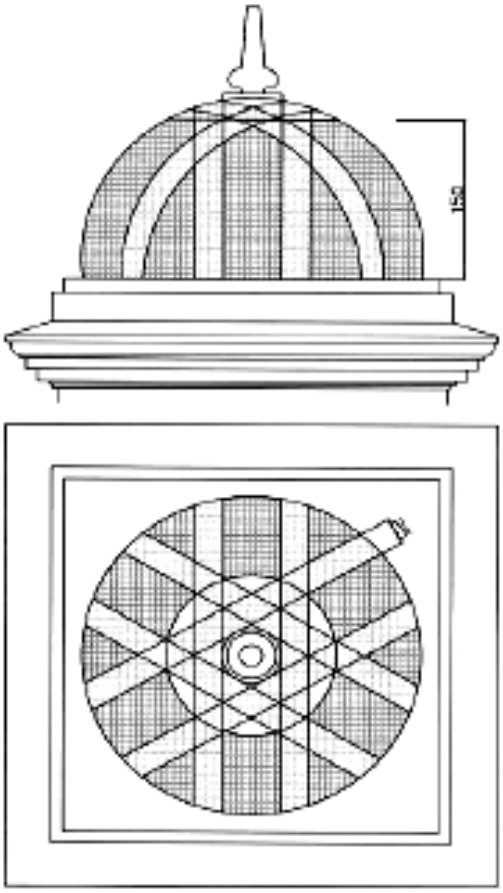


Рисунок 3 - Схема расположения элементов усиления купола.

Ключевые слова: усиление, каменная кладка, купол, углеродное фиброполотно.

Keywords: reinforcement, masonry, dome, carbon fibro cloth

[1] Amato Pellegrino, Dr. Chem. Eng., Ruredil SA,ViaB. Buozzi, 1;I-20097 San Donato Milanese–Milan (ITALY);E-mail:info@ruredil.it, www.ruredil.it
[2]Бахмисов Владимир Андреевич, ведущий инженер НИИЖБ/ ОАО «НИЦ «Строительство». Россия, 109428, г.Москва, 2-я Институтская ул., д.6. E-mail:bah8967170258@gmail.com, http://www.cstroy.ru
[3] Куклин Владислав Анатольевич[3], гл. специалистООО«Бетон-Профит». Россия, 620024 г.Екатеринбург, ул. Елизаветинское шоссе 28.
Тел: +7 /343/ 217-27-53,факс:+7 /343/ 255-35-81
E-mail:betonprofit@rambler.ru, www.betonprofit.ru
ООО «БетонПрофит», г. Екатеринбург, Россия
[4]Яковлев Эдуард Николаевич, ведущий инженер ООО «СК ЕвроСтрой», Россия, 109542, г.Москва, Рязанский пр. д.86/1, стр.1. E-mail:sk-evrost@yandex.ru, www.skevrostroy.ru

Для цитирования:

AmatoP. Способ статического укрепления куполов композитными системами, состоящими из сетки из углеродного волокна и клеящего раствора на основе минерального вяжущего / PellegrinoAmato, В.А. Бахмисов, В.А. Куклин, Э.Н. Яковлев // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 270 – 275.

Citation:
AmatoP. Static Method of Strengthening Domes composite System consisting of a Mesh of Carbon Fiber and adhesive Mortar based on Mineral Binders / P. Amato, V.A. Bachmisov, V.A. Kuklin, E.N. Yakovlev // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). TheChuvashStateUniversity, Cheboksary, 2014/ - P. 270 – 275.

УДК 624.012

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ И ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ СКОРОСТИ РАЗВИТИЯ ТРЕЩИН ПРИ СТАТИЧЕСКОМ НАГРУЖЕНИИ В БЕТОННЫХ ОБРАЗЦАХ

Ф.Х. Ахметзянов, О.В. Радайкин
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация
Целью работы ставилось экспериментальное и теоретическое определение скорости раскрытия трещины $v_{crc}=v_{crc}(t)$ в нормальном сечении изгибаемых бетонных элементов на действие длительной нагрузки. Установлен характер развития нормальных трещин: скорость роста их ширины раскрытия нелинейно зависит от уровня нагрузки и является монотонно возрастающей функцией, график которой включает два участка. Предложена аналитическая зависимость, устанавливающая взаимосвязь между шириной раскрытия трещины, её заглублением и продолжительностью действия нагрузки.

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL DETERMINATION OF THE RATE OF CRACK GROWTH UNDER STATIC LOADING IN THE CONCRETE SAMPLES

Abstract
The aim of this work was put experimental and theoretical determination of the velocity of the crack opening $v_{crc}=v_{crc}(t)$ in the normal section of bendable concrete elements on the effect of prolonged stress. The nature of the normal development of cracks: the rate of growth of their width disclosure nonlinearly depends on the load level and is a monotonically increasing function whose graph consists of two sections. The proposed analytical dependence, which establishes the relationship between the width of the crack opening, its depth and duration of action of the load.

Целью работы ставилось экспериментальное и теоретическое определение скорости раскрытия трещины $v_{crc}=v_{crc}(t)$ в нормальном сечении изгибаемых бетонных элементов на действие длительной нагрузки.

Опытные образцы представляли собой балочки 40Ч40Ч160 мм (bЧhЧL), нагруженные сосредоточенной силой в середине пролёта согласно ГОСТ 29167-91 (Тип I) (рис. 1). Размеры балочек приняты с учётом масштабного фактора в зависимости от крупности заполнителя. Для их изготовления использовался песчаный (мелкозернистый) бетон класса В25 с В/Ц=0,5 на песке с максимальной крупностью 2,5 мм (состав Ц:П=1:4).

Для того чтобы заранее задать место появления и направление развития трещины в образцах был выполнен так называемый «начальный надрез» (искусственная

трещина) длиной l_0=0,1h=4 мм путем закладки ПВХ-плёнки в форму до заливки бетона. Толщина плёнки, т.е. ширина «начального надреза», составила 0,2 мм.

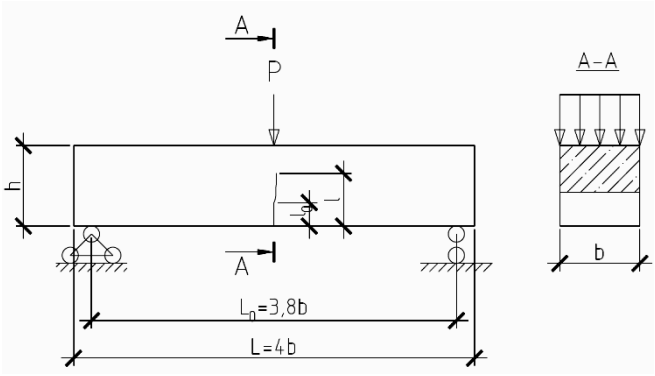


Рис. 1. Опытный образец

К моменту испытаний возраст бетона всех образцов составил 750 суток, что позволило исключить деформации усадки. Поэтому скорость раскрытия трещин определялась ползучестью первого рода, связанной с накоплением микротрещин, локализованными в вершине развивающейся трещины.

Программа эксперимента включала следующие серии образцов:

1 – серия С0 (3 шт.) – контрольные балочки без «начального надреза» испытывались на действие кратковременной нагрузки; для оставшихся после этого половинк был определён предел прочности бетона на сжатие по методике ГОСТ 310.4-81* (результаты представлены в табл. 1);

2 – серия С1-Т10 (2 шт.) – ступенчатое нагружении образцов от нуля до разрушения с выдержкой на каждой ступени в течение длительного времени (критерий перехода на последующую ступень – затухание прогибов балочки и приращения ширины раскрытия трещины); всего принято 4 ступени: P_1=0,25P_c, P_2=0,5P_c, P_3=0,75P_c, P_4=0,9P_c – с общей продолжительностью приложения нагрузки 26 суток; эксперимент проведен для изучения характера изменения скорости раскрытия трещины на каждом этапе и определения в первом приближении длительного предела прочности бетона на базе испытаний в 24 часа;

3 – серия С2-Т10 (6 шт.) – испытания при постоянном уровне нагружения в течение суток; всего было принято 3 уровня (по 2 образца) – P_1=0,92P_c, P_2=0,93P_c, P_3=0,94P_c; целью этого опыта являлось уточнение длительного предела прочности бетона на базе испытаний в 24 часа;

4 – серия С3-Т10 (6 шт.) – испытания при постоянном уровне нагружения в течении суток; всего принято 3 уровня (по два образца) – P_1=0,25P_c, P_2=0,5P_c, P_3=0,75P_c; целью этого опыта являлось уточнение результатов испытания образцов второй серии на базе испытаний в 24 часа.

Таблица 1

Прочностные характеристики образцов бетона

P_c, кг	$R_{bt,mf}$, МПа	$R_{bt,m}$, МПа	$R_{bt,ser}$, МПа	$R_{b,m}$, МПа	$R_{b,n}$, МПа	V_m, %	Класс бетона
135,8±16,7	2,61	2,17	1,69	26,41	20,5	12,3	В25

В таблице 1 приняты следующие обозначения: P_c, – средняя разрушающая нагрузка, $R_{bt,mf} = \frac{P_c L}{6} \cdot \frac{3,5}{bh^2}$ – средняя прочность бетона на растяжение при изгибе, $R_{bt,m} = \frac{R_{bt,mf}}{1,2}$ – средняя прочность бетона при осевом растяжении [1].

На рис. 2 показана принципиальная схема испытательной установки, изготовленной по рекомендациям [2]. Для обеспечения устойчивого развития трещины нагрузка на образец 1 прикладывалась опосредовано через упругий элемент 2, который в процессе нагружения воспринимал «излишки» энергии деформирования, препятствуя развивающейся трещине мгновенно прорасти до магистральной.

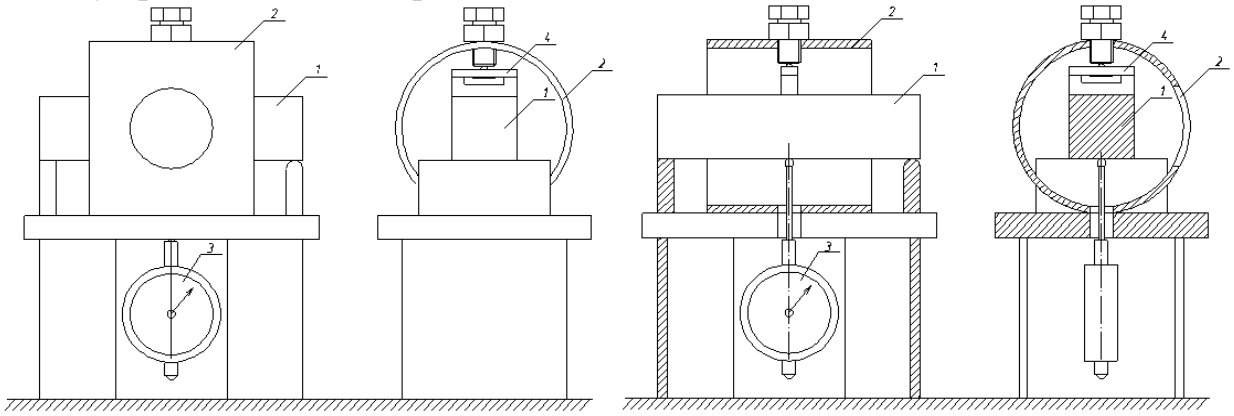


Рис. 2. Схема испытательной установки:
1 – бетонный образец – балочка 40Ч40Ч160мм с начальным надрезом по ГОСТ [1];
2 – упругий элемент – стальная труба; 3 – индикатор часового типа ИЧ-10 для измерения прогибов; 4 – тензорезисторный датчик силы

Нагрузка на упругий элемент прикладывалась при помощи рычажного домкрата, способного обеспечить её неизменность длительное время. Усилие с упругого элемента непосредственно на образец передавалась через стальной шарик, укладываемый в специальное гнездо датчика силы 4. Это позволило передать только вертикальную составляющую нагрузки.

В ходе проведения эксперимента фиксировались следующие величины:

1 – нагрузка P_i, 2 – прогиб f_i, 3 – ширина раскрытия трещины a_{crci}, 4 – длина трещины l_i, 5 – продолжительность испытания t_i.

Ширина раскрытия трещины и её длина определялись визуально по градуированной миллиметровой шкале на поверхности образца при возможности 30-кратного её увеличения на фотоснимках.

При 26-суточном испытании первоначально на образцы первой серии С1-Т10 прикладывалась начальная нагрузка $0,25P_c \approx 34$кг (P_c=135,8±16,7кг), которая в дальнейшем на 9, 16 и 22 сутки увеличивалась ступенчато по $0,25P_c \approx 34$кг: 34кг, 68кг, 102кг, 122кг (см. рис. 3).

Критерием перехода на следующую ступень нагружения служило затухание раскрытия трещины на данном шаге нагрузки: три последовательных измерения показывали приращение раскрытия, разница между которыми не превышала погрешности измерений в 5%.

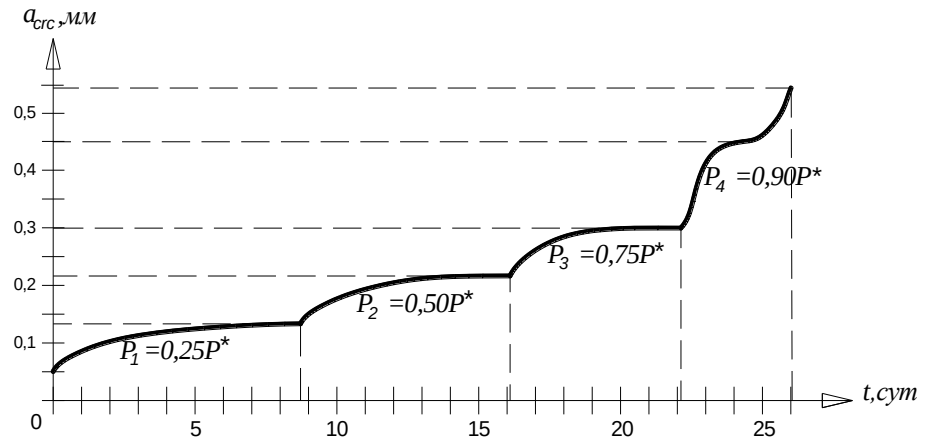


Рис. 3. Зависимость ширины раскрытия трещины a_{crc} от продолжительности приложения нагрузки

Выдержка под нагрузкой на каждой ступени соответственно составила: 9, 7, 6 и 4 суток, что свидетельствует об ускорении процесса накопления повреждений с ростом нагрузки. Старт трещины из вершины начального надреза наблюдался на последнем этапе нагружения $0{,}9P_c \approx 122$кг. И через четверо суток после приложения нагрузки на этом шаге произошло разрушение (при a_{crc}=0,547мм).

При этом на первых трёх этапах нагружения наблюдалось два характерных участка развития трещины: на первом – ускоренное раскрытие трещины, а на втором – установившееся. На четвертом этапе нагружения дополнительно возник третий участок – ускоренного разрушения.

Таким образом, по результатам испытания первой серии образцов С1-Т10 был сделан вывод, что значение длительной прочности на базе испытаний в 24 часа лежит в пределах $R_{bt,mf} > R_{bt,mf}^{\langle 24\rangle} > 0{,}9R_{bt,mf}$. Для более точного его определения были испытаны 6 образцов второй серии С2-Т10 при различном уровне нагрузки соответственно по два образца для каждого уровня. Уровень нагрузки, который выдерживался, таким образом, в течение суток, составил: $0{,}92P_c \approx 125$кг, $0{,}94P_c \approx 128$кг, $0{,}93P_c \approx 126$кг.

При уровне нагрузки $0{,}92P_c \approx 125$кг через сутки не разрушился ни один из трёх образцов. При $0{,}94P_c \approx 128$кг – разрушились все три образца, $0{,}93P_c \approx 126$кг – разрушилось два образца из трёх, при этом, как и в предыдущем опыте при выдержке 26 суток $a_{crc} \approx 0{,}547$мм.

Таким образом, за предел длительной прочности на базе испытаний в 24 часа, можно принять:

$$R_{bt,mf}^{\langle 24\rangle} = \eta R_{bt,mf},\ \eta = 0{,}93 \qquad (1)$$

Далее с целью уточнения результатов эксперимента по первой серии были испытаны ещё 6 образцов третьей серии С3-Т10 на базе испытаний в 24 часа при постоянном уровне нагружения (соответственно по два образца на каждый уровень): $0{,}25P_c \approx 34$кг, $0{,}5P_c \approx 68$кг $0{,}75P_c \approx 102$кг. Результаты этого опыта показаны на рис.4.

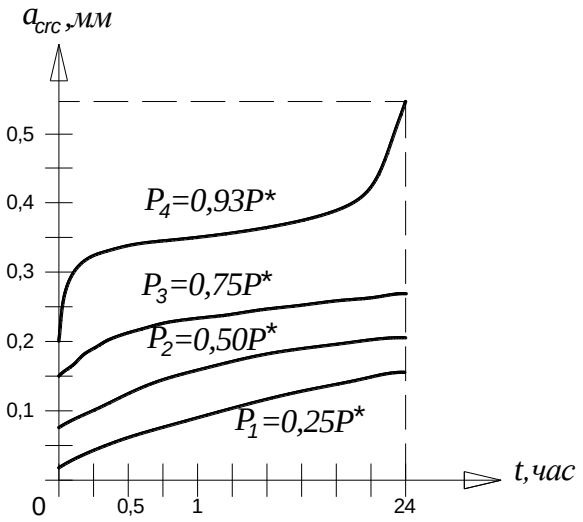


Рис. 4. Зависимость изменения ширины раскрытия трещины во времени на базе испытаний в 24 часа при различном уровне нагрузки: P_1=0,25P_c, P_2=0,50P_c, P_3=0,75P_c, P_4=0,93P_c.

Таким образом, по графикам рис. 3 и 4 можно сделать вывод, что средняя скорость раскрытия трещины зависит от уровня статической нагрузки и составляет:

1 – при P_1=0,25P_c: v_{crc}≈0,00511мм/час; 2 – при P_2=0,50P_c: v_{crc}≈0,00724мм/час;

3 – при P_3=0,75P_c: v_{crc}≈0,01051мм/час; 4 – при P_4=0,93P_c: v_{crc}≈0,02384мм/час.

На базе этих результатов построена зависимость изменения скорости раскрытия трещины от уровня нагрузки, график которой представлен на рис. 5. При этом на графике можно выделить два характерных участка.

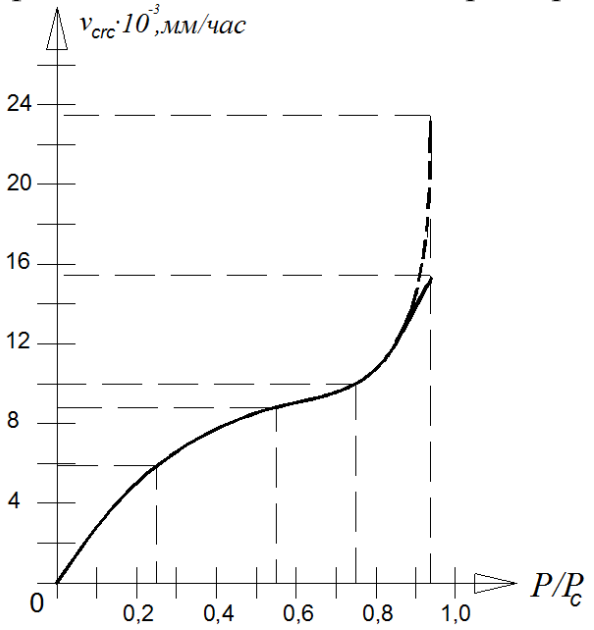


Рис. 5 – Зависимость изменения скорости раскрытия трещины от уровня нагрузки

При температурных колебаниях среды скорость v_{crc} может меняться, поэтому справедливо следующее выражение для определения средней скорости раскрытия трещины:

$$\overline{v}_{crc} = \overline{v}^{P}_{crc}(P) + \overline{v}^{\Delta T}_{crc}(\Delta T), \qquad (2)$$

где $\overline{v}^{P}_{crc}(P), \overline{v}^{\Delta T}_{crc}(\Delta T)$ – соответственно средние скорости раскрытия трещины, обусловленные силовым и температурным воздействием.

Формула (2) может быть использована для определения межремонтного срока эксплуатации железобетонных конструкций из условия не превышения ширины раскрытия трещины предельно допустимой величины – $a_{crc,ult}$=0,3 мм:

$$t_{рем} = \frac{a_{crc,ult}}{\overline{v}_{crc}}. \quad (3)$$

Математическую модель скорости раскрытия трещины на первом участке можно представить в виде следующей зависимости, аппроксимирующей кривую на рис. 5 до уровня нагрузки 0,6ч0,75 от разрушающей:

$$v_{crc} = \frac{da_{crc}}{dP}, \quad (4)$$

где a_{crc} – максимальное раскрытие трещины.

Выражая нагрузку через номинальные напряжения $\sigma = \frac{M}{W}, \sigma = \frac{3PL}{2b(h-l)^2}$, получим:

$$v_{crc} = \frac{2b(h-l)^2}{3L}\frac{da_{crc}}{d\sigma} = Ka_{crc}, \quad (5)$$

где K – опытный коэффициент.

Решением этого уравнения является следующее выражение:

$$\ln a_{crc} = K\sigma. \quad (6)$$

Из которого следует:

$$a_{crc} = Ae^{AK\sigma}, \quad (7)$$

где A – опытный коэффициент.

На втором участке графика рис. 5 (при нагрузке более 0,75 от разрушающей, что соответствует номинальным напряжениям $\sigma > 0,75R_{bt}$) скорость раскрытия трещины (магистральной) на порядок и более превосходит скорость на первом участке.

Для оценки эксплуатационных свойств, а также при проектировании ремонтных мероприятий для стеновых конструкций из слабоармированнго бетона важным показателем является величина заглубления трещины h_{crc}. Ранее авторами статьи была установлена следующая корреляция [3-4]:

$$h_{crc} = K_1 a_{crc}, \quad (8)$$

где K_1 – опытный коэффициент, зависящий от вида бетона: K_1=400ч450 для керамзитобетона; K_1=300ч600 для тяжёлого бетона.

Без вывода предлагается следующая зависимость:

$$\frac{h_{crc}}{1+ke^{-Kh_{crc}t}} = K_1 a_{crc}, \quad (9)$$

где k – корректирующий коэффициент.

Достоинство этого выражения в возможности описать начальную поврежденность рассматриваемого поперечного сечения изгибаемого либо сжатого элемента, которая обуславливает появление начального нелинейного участок на кривой $a_{crc}=a_{crc}(t)$, чего не описывает экспоненциальная зависимости типа:

$$a_{crc} = a_{crc,ult}\left(1-e^{c\sigma t/t^*}\right), \quad (10)$$

где c – корректирующий коэффициент, t^* – срок службы конструкции.

Сопоставление характерных видов кривых (9) и (10) показано на рис. 6.

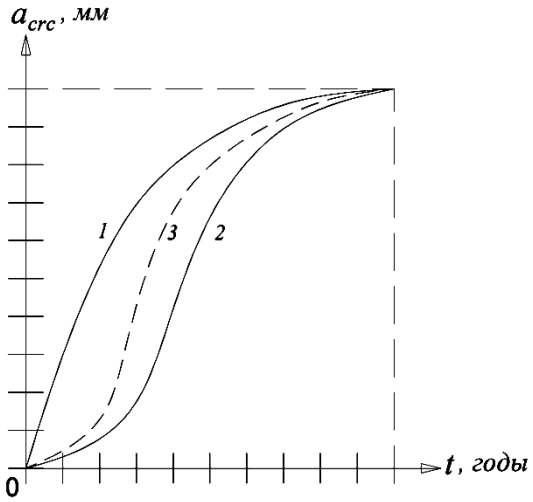


Рис. 6. Зависимости ширины раскрытия трещины от продолжительности эксплуатации конструкции: 1 – экспоненциальная зависимости (10), 2 – логистическая кривая (9), 3 – эксперимент [4]

Список библиографических ссылок

1. Бондаренко В.М., Бакиров Р.О., Назаренко В.Г., Римшин В.И. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных специальных вузов. – М: Высшая школа, 2007. – 887 с.
2. Шевченко В.И. Применение методов механики разрушения для оценки трещиностойкости и долговечности бетона. Волгоград.: Издание Волгоградского политехнического института, 1988. – 110 с.
3. Ахметзянов Ф.Х., Арсентьев Е.З., Мухаметзянов И.А. К закономерностям развития макротрещин в наружных стенах из монолитного керамзитобетона в жилых домах при эксплуатации. // Материалы 3-ей Всероссийской конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции. НАСКР – 2001», ЧI, Чебоксары, 2001. – С. 160-165.
4. Цилосани З.Н., Нижарадзе Н.Д., Далакишвилли Г.Л. Исследование трещинообразования в бетоне и железобетоне методом голографической интерферометрии. // Бетон и железобетон. – 1990. - №3. – стр. 8-10.

Ключевые слова: бетон, скорость развития трещины, ширина раскрытия

Keywords: concrete, the speed of development of cracks, the width of the disclosure

Ахметзянов Фердинанд Хамидович - кандидат технических наук, доцент кафедры ЖБиКК КГАСУ
Радайкин Олег Валерьевич – кандидат технических наук, старший преподаватель кафедры ЖБиКК КГАСУ
Тел. +79172710023, E-mail: olegxxii@mail.ru
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, 1

Ahmetzyanov F.X. – candidate of technical sciences, associate professor GBICC of KGASU
Radaikin O.V. – candidate of technical sciences, senior lecturer GBICC of KGASU
E-mail: olegxxii@mail.ru, Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenayast., 1

Для цитирования:
Ахметзянов Ф.Х. Экспериментальное и теоретическое определение скорости развития трещин при статическом нагружении в бетонных образцах / Ф.Х. Ахметзянов, О.В. Радайкин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 275 – 282.

Citation:
Ahmetzyanov F.X. Experimental and Theoretical Determination of the Rate of Crack Growth under Static Loading in the Concrete Samples / F.X. Ahmetzyanov, O.V. Radaikin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014.- P. 275 - 282.

УДК 67.03.00

ОБСЛЕДОВАНИЕ СТВОЛА ШАХТЫ, ЭКСПЛУАТИРУЕМОГО В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО – ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

Е.Д. Воробьев
Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Белгородский государственный национальный исследовательский университет», НИУ «БелГУ», г. Белгород, РФ

Аннотация
Объект исследования – крепь вертикального ствола шахты. В процессе работы проведено обследование тюбинговой и бетонной крепи. Проведен анализ напряженно-деформированного состояния крепи по измеренным напряжениям в тюбингах. Определены величины давлений на крепь в наиболее характерных интервалах по глубине. Дан прогноз ее конструктивной. Установлено, что крепь обладает необходимым уровнем эксплуатационной надежности.

EXAMINATION THE MINE SHAFT EXPLOITED IN DIFFICULT GEOLOGICAL CONDITIONS

Abstract
Object of research – lining a vertical trunk of mine. In the course of work examination tubing is conducted and concrete fix. The analysis intense the deformed state is carried out fix on the measured tension in tubing’s. Sizes of pressure on lining in the most characteristic intervals are determined by depth. The forecast it constructive is given. It is established that lining possesses necessary level of operational reliability.

Рассматриваемый ствол шахты эксплуатируется 40-х годов 20 века в сложных инженерно-геологических условиях. При строительстве из-за повреждения ствола шахты она была затоплена. Поэтому в интервале высотных отметок +108,5 м – +80,7 м выполнено усиление и произошло уменьшение диаметра с 4,0 до 3,4 м. По причине длительной эксплуатации ствола шахты в сложных инженерно-геологических условиях возникла необходимость определения его надежности в наиболее опасных интервалах. Состояние ствола шахты определялось по

результатам комплексного обследования в интервалах, выполненных из кирпича, бетона, чугунных элементов и бетона. При обследовании применялась отработанная и проверенная ранее на стволах аналогичных шахт методика.

В процессе работы выполнено обследование ствола шахты из чугунных элементов и бетона. Проведен анализ напряженно-деформированного состояния элементов ствола шахты по измеренным напряжениям. Определены величины давлений в характерных интервалах по глубине. Выполнен прогноз ее конструктивной безопасности. Определен уровень эксплуатационной надежности.

Оценка инженерно-геологических условий

В геологическом строении месторождения принимают участие докембрийские рудно-кристаллические метаморфические образования, перекрытые рыхлыми фанерозойскими осадочными породами.

Физико-механические свойства пород рыхлой толщи.

Породы представлены лессовидными суглинками, мелом, песками и песчаными глинами. Их свойства определяются дисперсностью, плотностью сложения, плотностью минеральной части и естественной влажностью.

Суглинки залегают в интервале высотных отметок +179,6 м – +169,8 м. Мощность составляет 9,8 м. Суглинки имеют следующие показатели физических свойств: плотность от 1,81 до 1,95 г/см^3, естественная влажность от 19 до 23%, пористость от 31 до 41%. Нормативные значения прочностных показателей при сдвиговых испытаниях имеют следующие значения: угол внутреннего трения - 28^o, удельное сцепление -16,5 кПа. Модуль деформации при замоченном состоянии составляет - 24,6 МПа. Предел прочности суглинков на одноосное сжатие изменяется от 0,14 до 0,17 МПа.

Мел залегает в интервале высотных отметок +169,8 м – +125,9 м. Общая мощность составляет 43,9 м. Значения физических показателей следующие: плотность 1,96 г/см^3, влажность 20 %, пористость 38,9 %. Прочностные и деформационные показатели имеют следующие значения: угол внутреннего трения - 20,7^o, удельное сцепление - 53,14 кПа, модуль деформации при замачивании - 33,7 МПа. Прочность меловых пород по данному слою изменяется в пределах от 2,31 до 2,67 МПа при нормативном значении 2,46 МПа.

В основании меловых отложений в интервале высотных отметок +125,9 м – 124,9 м залегает фосфоритовая плита, представленная сильно трещиноватыми полускальными породами. Мощность фосфоритовой плиты составляет около 1,0 м. Физико-механические свойства характеризуются следующими показателями: плотность 2,23-2,30 г/см^3, влажность 3-7 %, пористость 15-18 %. Прочностные показатели определены при испытаниях на одноосное сжатие и растяжение. Прочность пород имеет следующие значения: угол внутреннего трения– 33^o, удельное сцепление – от 7,1 до 8,4 МПа.

Песок кварцевый буровато-серый мелкозернистый залегает в интервале высотных отметок +124,9 м – +94,9 м. Общая мощность песка составляет 30,0 м. Плотность песка изменяется от 1,75 до 1,86 г/см^3, при нормативном значении 1,81 г/см^3, влажность от 15 до 20 %, пористость 41-42 %, коэффициент фильтрации от 2,2 до 7,6 м/сутки. Нормативные значения прочностных свойств следующие: угол

внутреннего трения – 30,5°, удельное сцепление – 0,5 кПа. Модуль деформации – 26,0 МПа. С учетом дисперсности гранулометрического состава и водонасыщения данной толщи пески склонны к оплыванию.

Глина темно-серая песчаная залегает в интервале высотных отметок +94,9 м – +86,4 м. Общая мощность глины составляет 8,5 м. Нормативные значения основных водно-физических показателей следующие: плотность 1,95 г/см^3, влажность 20%, пористость 39,7%, коэффициент фильтрации - 0,007 м/сут. Нормативные значения прочностных и деформационных свойств имеют следующие значения: угол внутреннего трения – 9,3°, удельное сцепление – 40,67 кПа, модуль деформации – 26 МПа.

Физико-механические свойства пород скальной толщи.

Руда мартитовая залегает в интервале высотных отметок +86,4 м – +65,9 м. Мощность составляет 20,5 м. Основные нормативные физико-механические показатели имеют следующие значения: плотность – 3,21 г/см^3, угол внутреннего трения – 37,8°, удельное сцепление – 6,33 МПа, модуль упругости – 43,0 ГПа, коэффициент Пуассона – 0,32, модуль всестороннего сжатия – 39,8 ГПа.

Кварцит залегает в интервале высотных отметок +65,9 м – -128,0 м. Мощность кварцитов составляет 193,9 м. Основные нормативные показатели имеют следующие значения: плотность – 3,36 г/см^3, угол внутреннего трения – 41,3°, удельное сцепление 25,0 МПа, модуль упругости – 113,15 ГПа, модуль всестороннего сжатия – 67,4 ГПа, коэффициент Пуассона - 0,22.

Гидрогеологическая характеристика

Месторождение находится в зоне нарушенного режима подземных вод за счет осушения расположенных радом карьеров и действующих водозаборов. Водоносными горизонтами являются:

1. Современный аллювиальный водоносный горизонт;
2. Турон-коньякский водоносный горизонт (K_2t-к);
3. Альб-сеноманский водоносный горизонт (K_{1-2}al-s);
4. Юрский водоносный комплекс (J_{2-3});
5. Архейско-протерозойский водоносный комплекс (AR-PR_1).

Методика обследования состояния ствола шахты

Вертикальные стволы шахт относятся к одним из самых сложных объектов горных предприятий. Это вызвано отсутствием прямой доступности для инструментального контроля их состояния. Работы по обследованию стволов шахт являются трудоемкими и сложными.

Обследование эксплуатируемых столов шахт производится, в основном, по косвенным признакам. Полнота обследования зависит от степени доступности. Обследование ствола шахты проводилось в следующем порядке:

1. Внешний осмотр участков.
2. Определение геометрических размеров конструкции.
3. Определение упругих характеристик материалов.
4. Определение коррозийной активности бетона.
5. Определение напряжений.
6. Прогноз надежности.

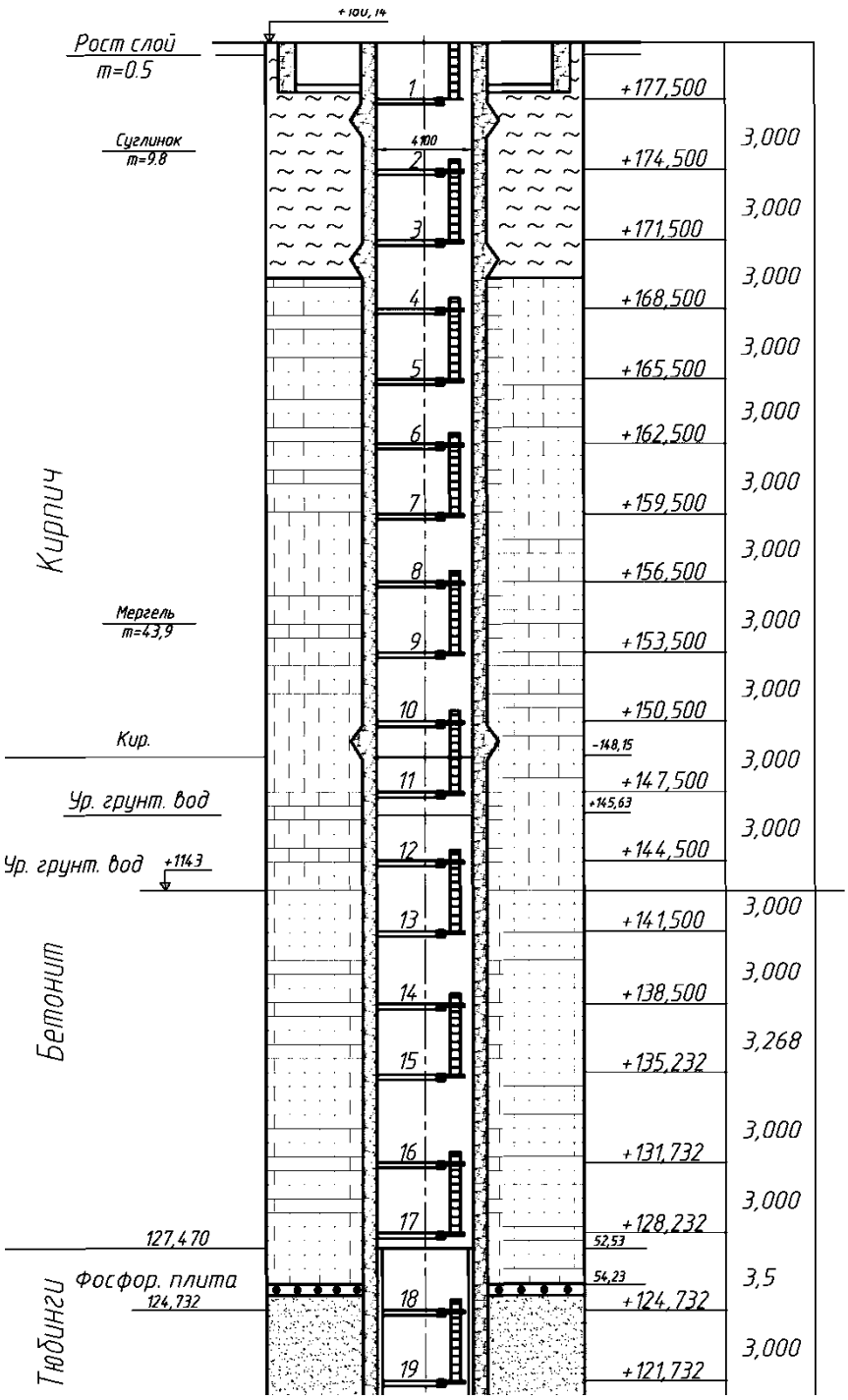


Рис. 1 – Разрез по стволу в интервале отм. +180,140 м – +121,732 м

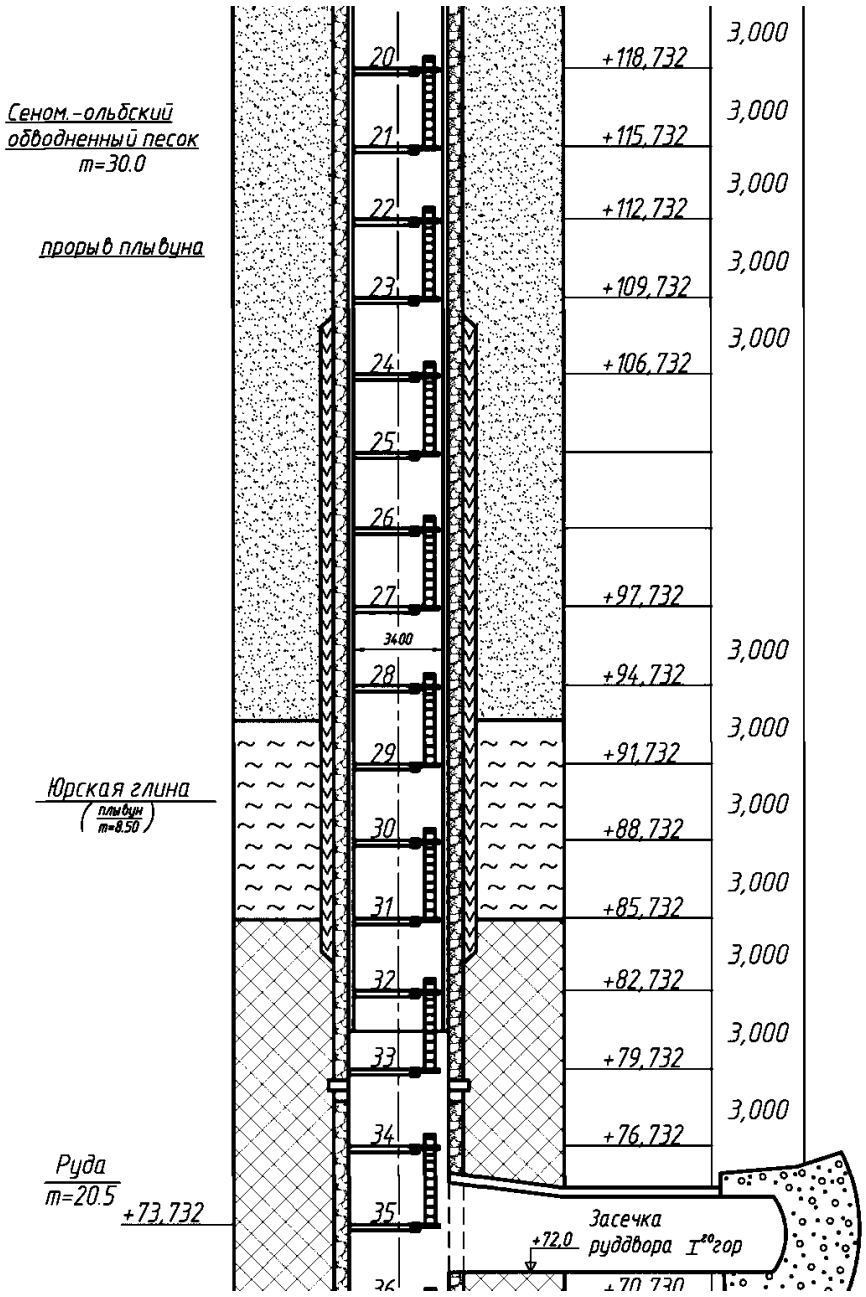


Рис. 2 – Разрез по стволу в интервале высотных отметок +121,732 м – +73,732 м

Внешний осмотр участков проводили с целью определения объема работ и выбора методик оценки напряжений.

Определение геометрических размеров конструкции включало в себя: измерение радиусов (диаметров), кривизны, выявление разрушений, профилировка стенки ствола. Наиболее полные данные получены исходя из значений радиусов. По ним определялась форма и величина средних радиальных нагрузок.

Определение характеристик материалов производилась исходя из марок бетона и чугуна. Марка чугуна определялась по проектной документации. Определение характеристик бетона производилось по отобранным образцам. При этом определялись тип заполнителя, связь заполнителя с цементом, наличие пор и микротрещин в цементном камне. Упругие характеристики определялись

акустическим методом. Определение коррозийной активности бетона производили исследованием состояния цемента.

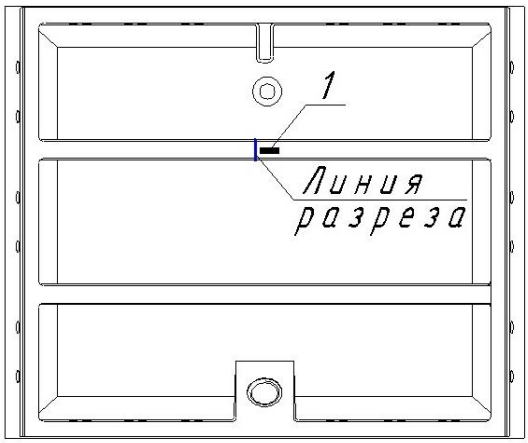


Рис. 3. - Схема определения напряжений методом частичной разгрузки: 1 – тензодатчик

Напряжения в чугунных стенках определялись методом неполной разгрузки с применением тензодатчиков [6]. Сущность методики заключается в одностороннем распиле чугунной стенки на месте с приклееннымтензодатчиком (рис. 3). Исследования, проведенные нами показали, что при одностороннем распиле чугунной стенки с закрепленнымтензодатчиком происходит его разгрузка равная 50-60 % от полной. Например, в ребре кольца при частичной разгрузке получено значение деформации равное $\varepsilon_\theta = 210 \times 10^{-5}$, а при полной разгрузке (распил с двух сторон) – $\varepsilon_\theta = 350 \times 10^{-5}$.

На рис. 4 показана методика распила, проведенная в стволе.

Рис. 4. – Фото чугунной стенки ствола с тензодатчиком после применения метода частичной разгрузки

По измеренным тангенциальным деформациям определяются напряжения по закону Гука:

$$\sigma_\theta = E_{чуг} \cdot \varepsilon_\theta \qquad (1)$$

где $E_{чуг}$ – модуль упругости чугуна, МПа;

ε_θ - измеренные относительные деформации.

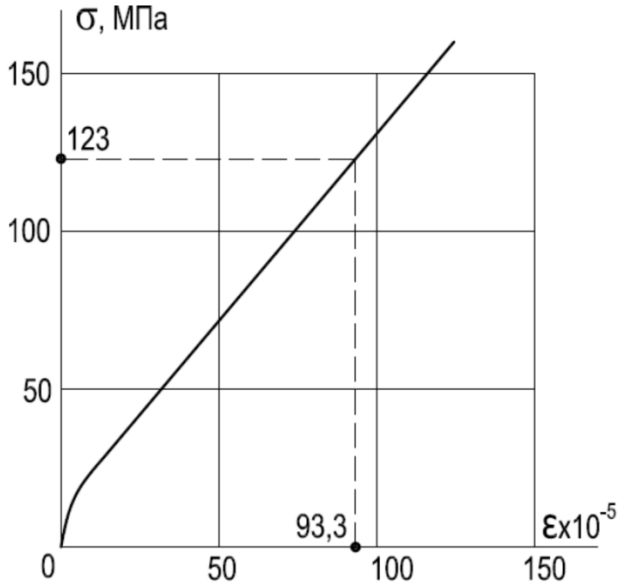


Рис. 5. Диаграмма *«σ- ε»* для серого чугуна

Определение модуля упругости чугуна по зависимости σ=f(ε)для серого чугуна см. рис. 5

По измеренным напряжениям по методике проф. Н.С. Булычева определяются величины давления на внешний контур [4].

В стволе по этой методике проводилось определение напряжений на глубинах: 61,6 м – в обводненных меловых породах; 76,6 м – в песках, насыщенных водой; 84,0 м – в глинах.

В процессе работы проведено обследование вертикального ствола шахты. Анализ результатов обследования и оценки технического состояния позволил сделать прогноз уровня его конструктивной безопасности с учетом напряженно-деформированного состояния. По итогам работы были разработаны рекомендации, применение которых обеспечит необходимый уровень безопасности и уменьшит влияние природных и техногенных факторов на надежность крепи ствола при его эксплуатации в сложных горно-геологических условиях.

Литература

1. Взаимодействие массивов горных пород с крепью вертикальных выработок. М. недра, 1966, 314 с. Авт.; Г.А, Крупенников, Н.С. Булычев, А.М. Козел и др.

2. Обручев, Ю.С., Огнев В.К., Поппель Н.В. и др. Исследование проявлений горного давления в вертикальном стволе на большой глубине. Шахтное строительство. 1976, №9, с. 11-13.

3. Методические рекомендации по проведению натурных наблюдений в стволах, сооружаемых в сложных горно-геологических условиях. Белгород, ВИОГЕМ, 1985.

4. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений. М., Недра, 1982, 272 с.

5. Казикаев Д.М., Сергеев С.В. диагностика и мониторинг напряженного состояния крепи вертикальных стволов. М., Горная книга, 2011, 245 с.

6. Влох Н.П. Напряженное состояние обделки из чугунных тюбингов //Метрострой. - 1990. - № 1. - С. 17-19.

Ключевые слова: шахтный ствол, комбинированная крепь, бетон, тюбинг, оперативный контроль, деформометр, напряжения, деформации, нагрузка на крепь.

Keywords:the mine trunk, combined lining, concrete, the tubing, operating control, deformometr, stress, deformations, load of lining.

Воробьев Е.Д., доцент кандидат технических наук, доцент кафедры прикладной геологии и горного дела НИУ «БелГУ», e-mail: vorobev@bsu.edu.ru
Vorobyov E.D., associate professor Candidate of Technical Sciences, associate professor of applied geology and mining of NIU "BELGU", e-mail: vorobev@bsu.edu.ru

Для цитирования:
Воробьев Е.Д. Обследование ствола шахты, эксплуатируемого в сложных инженерно-геологических условиях / Е.Д. Воробьев // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 282 – 289.

Citation:
Vorobyov E.D. Examination the mine shaft exploited in difficult geological conditions / E.D. Vorobyov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). TheChuvashStateUniversity, Cheboksary, 2014. - P. 282 - 289.

УДК 624.012

КОНТРОЛЬ ПРОЧНОСТИ ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА МЕТОДОМ СКАЛЫВАНИЯ РЕБРА

С.И. Иванов
ОАО «НИЦ «Строительство», филиал НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, г. Москва, Россия

Аннотация
Показана применимость метода скалывания ребра для контроля прочности высокопрочных бетонов, даны рекомендации по построению градуировочных зависимостей и предложена зависимость для контроля прочности бетонов прочностью 77...100 МПа.

CONTROL METHOD OF STRENGTH HIGH STRENGTH CONCRETE SPALLING RIBS

Abstract
The applicability of the method of chipping the edges to control the strength of high-strength concrete recommendations for the construction of calibration curves and the dependency to control the strength of concrete strength of 77...100 MPa.

ГОСТ 22690-88 допускает применение метода скалывания ребра для контроля прочности бетона прочностью 10...70 МПа.

Исходя из условий применения метода, в ряде случаев (наличие перпендикулярных граней в прямоугольных и квадратных колоннах, дверных и оконных проемах в стенах, проемах в перекрытиях) возможно применение метода скалывания ребра для контроля прочности высокопрочного бетона.

Цель представленной работы - представить результаты исследования и оценить возможность использования универсальных градуировочных зависимостей ГОСТ 22690-88 для метода скалывания ребра для контроля прочности бетонов классов В60…В80.

Исследование выполнялось в следующей последовательности: По методике ГОСТ 22690-88 были выполнены испытания для построения уточненной градуировочной зависимости «Усилие скола на грани блока – прочность стандартного образца-куба». Для этого было изготовлено 6 серий. Каждая серия включала в себя два блока размером 600×600×300мм и 12 кубов 150×150×150мм. Блоки и кубы хранились в одинаковых естественных условиях, при атмосферной влажности (50…80%) и температуре наружного воздуха не ниже 15ºС и не выше 30ºС, аналогично твердению бетона в конструкциях на строительном объекте. Во всех блоках испытания прочности бетона проводились на трех-пяти участках устройством УРС по прил. 3 ГОСТ 22690-88 в возрасте 28 суток, всего было выполнено 54 испытания. В возрасте 28 суток испытывалось по 3 куба на сжатие по ГОСТ 10180. Результаты испытаний представлены в таблице 1.

Из таблицы следует, что разброс полученных частных значений усилий вырыва достигает от 0,55 до 1,29 от среднего значения по образцу.

В соответствии с требованиями ГОСТ 22690-88, для скалывания ребра выполняется по два испытания на участке, прочность бетона определяется по среднему значению из двух испытаний. Анализ данных табл. 1 показывает, что в

результате полученного разброса частных значений определение среднего значения по двум частным значениям может привести к значительной погрешности.
Поэтому определялось три различных значения усилия скалывания для построения градуировок, по следующим правилам:

1. рассчитывалось среднее по всем полученным для образца значениям;
2. при 5-и полученных значениях среднее рассчитывалось по 3-м, два наименьших отбрасывались; при 3-х полученных значениях среднее рассчитывалось по 2-м, наименьшее отбрасывалось (требования ГОСТ 10180);
3. рассчитывалось среднее значение по 2-м наиболее близким к среднему значению по образцу (требование ГОСТ 22690 по количеству испытаний).

Таблица 1.

класс бетона	№ образца	№ п/п	усилие Р, кН		R, МПа
			участка	среднее	по кубам
В50, П5, гравий	1.1	1	10.82	13.43	84.4
		2	14.76		
		3	17.35		
		4	16.85		
		5	7.38		
	1.2	1	17.67	15.72	84.4
		2	14.62		
		3	14.33		
		4	16.82		
		5	15.15		
В50, П5, гранит	2.1	1	15.62	15.45	77.2
		2	16.28		
		3	13.16		
		4	18.25		
		5	13.93		
	2.2	1	17.83	18.16	77.2
		2	18.77		
		3	21.22		
		4	17.58		
		5	15.40		
В50, П4, гранит	3.1	1	16.18	17.39	78.7
		2	17.11		
		3	18.24		
		4	18.04		
	3.2	1	15.93	18.39	78.7
		2	16.20		
		3	18.08		
		4	17.93		
		5	23.79		

Продолжение таблицы 1.

класс бетона	№ образца	№ п/п	усилие Р, кН		R, МПа
			участка	среднее	по кубам
В50, П4, гравий	4.1	1	17.19	17.10	84.8
		2	14.66		
		3	15.36		
		4	18.19		
		5	20.12		
	4.2	1	19.85	17.85	84.8
		2	18.00		
		3	15.70		
В80, П5, гранит	5.1	1	18.11	18.34	92.6
		2	17.20		
		3	18.86		
		4	19.70		
		5	17.81		
	5.2	1	20.77	20.78	92.6
		2	19.50		
		3	24.65		
		4	20.66		
		5	18.32		
	6.1	1	19.00	18.24	99.5
		2	14.37		
		3	16.79		
		4	21.60		
		5	19.43		
	6.2	1	22.80	23.36	99.5
		2	22.63		
		3	24.66		

Результаты в виде исходных данных для построения градуировок представлены в таблице 2. Линейные градуировочныезависимости, построенные по требованиям ГОСТ 22690-88 представлены на рис. 1. В таблице, рисунке и тексте обозначения различных случаев определения усилия скалывания – совпадают.

Таблица 2.

№ образца	1) P по средним		2) P по наибольшим		3) P по 2-м близким	
	P, кН	R, МПа	среднее	прочность	среднее	прочность
1	2	3	4	5	6	7
1.1	13.4	84.4	16.3	84.4	15.8	84.4
1.2	15.7	84.4	16.6	84.4	16.0	84.4
2.1	15.4	77.2	16.7	77.2	15.9	77.2
2.2	18.2	77.2	19.3	77.2	18.3	77.2
3.1	17.4	78.7	17.8	78.7	17.6	78.7
3.2	18.4	78.7	19.9	78.7	18.0	78.7
4.1	17.1	84.8	18.5	84.8	17.7	84.8
4.2	17.9	84.8	18.9	84.8	18.9	84.8
5.1	18.3	92.6	18.5	92.6	18.5	92.6
5.2	20.8	92.6	22.0	92.6	20.7	92.6
6.1	18.2	99.5	20.0	99.5	19.2	99.5
6.2	23.4	99.5	23.7	99.5	22.7	99.5

Из рисунка следует, что градуировочные зависимости для 1) и 2) случаев определения усилия скалывания не соответствуют требованиям ГОСТ 226920-88, следовательно, усилие скалывания должно определяться по 3) случаю.

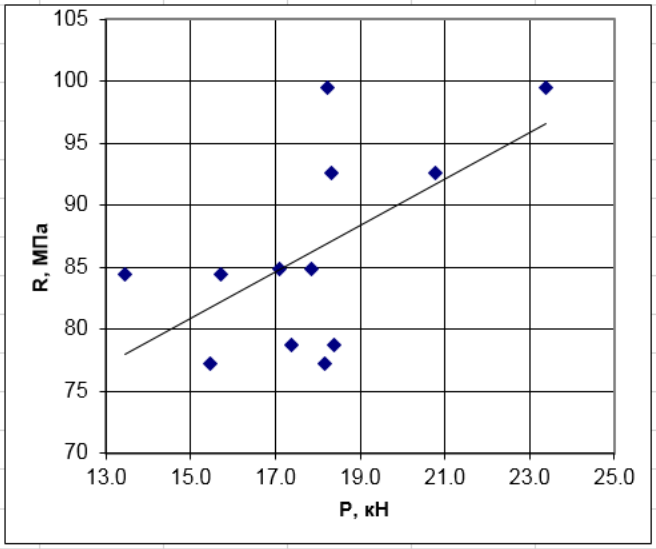
Согласно прил. 6 ГОСТ 22690-88 для метода скалывания угла предлагается нелинейная (уравнение 2-й степени) градуировочная зависимость. Поэтому по полученным значениям была построена нелинейная градуировочная зависимость в соответствии с требованиями ГОСТ 22690 (было отбраковано значение 6.1 как не удовлетворяющее требованиям по отбраковке единичных результатов по прил. 7 ГОСТ 22690-88). Уравнение зависимости дано на рис. 2.

Из рисунка следует, что градуировочная зависимость по прил. 6 ГОСТ 22690-88 не может применяться для испытанных бетонов. Построенная нелинейная градуировочная зависимость обладает лучшими статистическим характеристиками, чем линейная зависимость (см. рис. 1 вариант 3).

На рисунке 2 представлена нелинейная градуировочная зависимость, а так же градуировочная зависимость по прил. 6 ГОСТ 22690-88 для бетонов прочностью 10...70 МПа.

1)

№	P, кН	R, МПа
1.1	13.4	84.4
1.2	15.7	84.4
2.1	15.4	77.2
2.2	18.2	77.2
3.1	17.4	78.7
3.2	18.4	78.7
4.1	17.1	84.8
4.2	17.9	84.8
5.1	18.3	92.6
5.2	20.8	92.6
6.1	18.2	99.5
6.2	23.4	99.5
		86.2

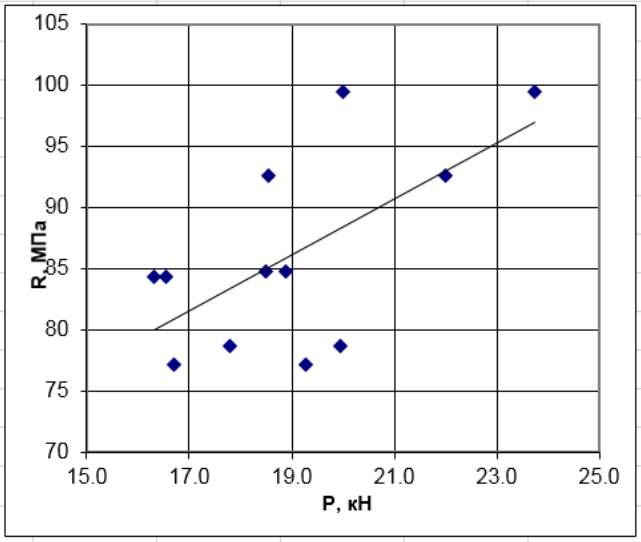


1.8646	52.9101
0.8191	14.758
0.3413	6.88933
5.1824	10
245.97	474.629

R = 1.86*P + 52.9	
S =	6.89
Rcp =	86.2
S/Rcp =	8.0%
r =	0.58

2)

№	P, кН	R, МПа
1.1	16.3	84.4
1.2	16.6	84.4
2.1	16.7	77.2
2.2	19.3	77.2
3.1	17.8	78.7
3.2	19.9	78.7
4.1	18.5	84.8
4.2	18.9	84.8
5.1	18.5	92.6
5.2	22.0	92.6
6.1	20.0	99.5
6.2	23.7	99.5
		86.2

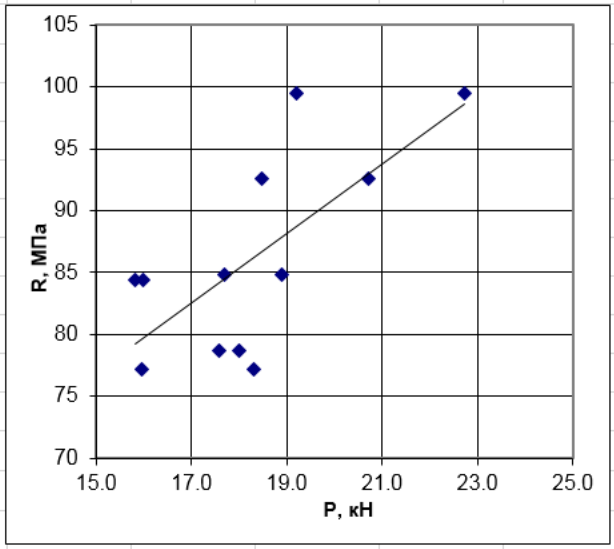


2.2856	42.7176
0.9039	17.3032
0.39	6.63003
6.3932	10
281.03	439.573

R = 2.29*P + 42.7	
S =	6.63
Rcp =	86.2
S/Rcp =	7.7%
r =	0.62

3)

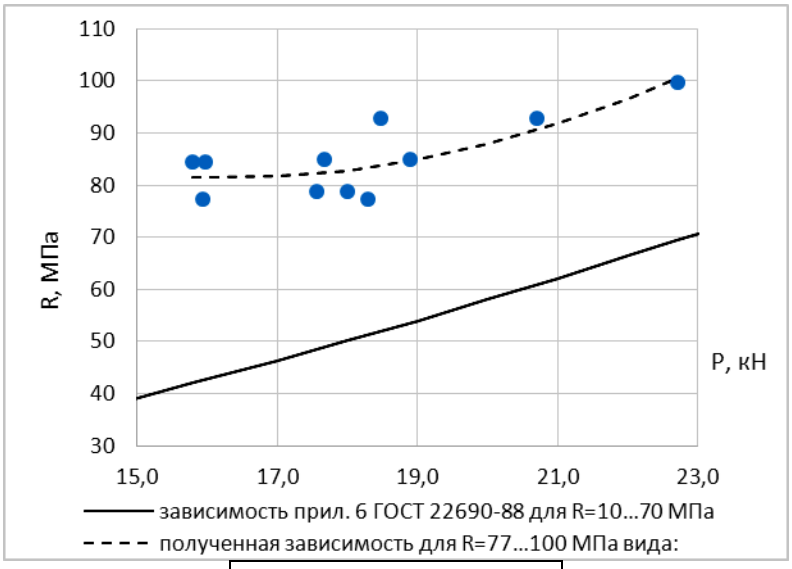
№	P, кН	R, МПа
1.1	15.8	84.4
1.2	16.0	84.4
2.1	15.9	77.2
2.2	18.3	77.2
3.1	17.6	78.7
3.2	18.0	78.7
4.1	17.7	84.8
4.2	18.9	84.8
5.1	18.5	92.6
5.2	20.7	92.6
6.1	19.2	99.5
6.2	22.7	99.5
		86.2



2.801	35.0003
0.9109	16.7428
0.486	6.0859
9.4556	10
350.22	370.382

R = 2.80*P + 35.0	
S =	6.09
Rcp =	86.2
S/Rcp =	7.1%
r =	0.70

Рисунок 1. Градуировочные зависимости для различных случаев определения усилия скалывания.



R = 0.4534*P^2-14.706*P+200.64	
S =	4.95
Rcp =	85.0
S/Rcp =	5.8%
r =	0.80

Рисунок 2. Нелинейная градуировочная зависимость, построенная по данным гр. 6 и 7 табл. 2.

Результаты выполненной работы:

1. Для контроля прочности бетонов прочностью 77...100 МПа может применяться метод скалывания ребра. При этом не допускается применение градуировочной зависимости по прил. 6 ГОСТ 22690-88.
2. Количество участков испытаний рекомендуется увеличивать до пяти. При определении усилия скалывания для расчета прочности рекомендуется принимать два значения, наиболее близких к среднему значению по пяти результатам.
3. Для контроля рекомендуется нелинейная градуировочная зависимость, которая обладает лучшими статистическими характеристиками и позволяет более достоверно оценивать результаты контроля прочности бетона.

Ключевые слова: Высокопрочный бетон, контроль прочности неразрушающими методами, метод скалывания ребра

Keywords: High-strength concrete, the strength of non-destructive testing, edge spalling testing.

Сергей Ильич Иванов, кандидат техн. наук, старший научный сотрудник лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБ им. А.А. Гвоздева
+7(499) 1747405 5378018@mail.ru
Sergey Ivanov.phd. Laboratory of reinforced concrete structures and quality control NIIZhB +7(499) 1747405 5378018@mail.ru

Для цитирования:
Иванов С.И. Контроль прочности высокопрочного бетона методом скалывания ребра / С.И. Иванов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 290 – 295.

Citation:
Ivanov S.I. Control method of strength high strength concrete spalling ribs / S.I. Ivanov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. - P. 290 - 295.

УДК 624.012

КОНТРОЛЬ ПРОЧНОСТИ ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА МЕТОДОМ ОТРЫВА СО СКАЛЫВАНИЕМ

С.И. Иванов
ОАО «НИЦ «Строительство», филиал НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, г. Москва, Россия

Аннотация
Высокопрочные бетоны и технологии их применения отличаются от бетонов, использованных при разработке действующих стандартов по применению неразрушающих методов контроля прочности бетона. Это вызывает необходимость проверки и уточнения методик действующих нормативных документов. Показана применимость разработанных ранее нормативных документов при обязательном учете особенностей современных высокопрочных бетонов.

CONTROL METHOD OF STRENGTH HIGH STRENGTH CONCRETE SEPARATION WITH SHEAR FRACTURE

Abstract
High-performance concrete and technologies for stacking different from concrete used in developing standards on theuse of existing non-destructive testing of concrete strength.This calls for testing and refinement of techniques relevant regulations.Studies have shown the applicability of the earlier regulations with mandatory accounting features of modern high-strength concrete.

С начала 2000-х годов в Москве стал применяться высокопрочный бетон классов В60 и выше. Сразу возник вопрос о контроле прочности монолитного бетона в условиях строительной площадки.

В силу ряда причин контроль прочности бетона по стандартным образцам-кубам и по выбуренным кернам мог рассматриваться только как дополнительный метод.

В качестве основного метода контроля прочности бетона было решено использовать прямые (метод отрыва со скалыванием) и косвенные (метод ударного импульса, ультразвуковой метод) неразрушающие методы.

Цель представленного доклада – представить результаты исследования и оценить возможность использования универсальных градуировочных зависимостей ГОСТ 22690-88 для метода отрыва со скалыванием для контроля прочности бетонов классов В60…В90, при применении анкеров 2-го типа с глубиной заделки 48мм

(далее по тексту «анкер II.48») и 35мм (далее по тексту «анкер II.35»), а так же приборов с усилием вырыва до 100 кН.

Исследования выполнялись в два этапа:

На первом этапе использовались приборы с усилием вырыва до 50 кН (рис. 1). Такие приборы позволяли использовать для контроля прочности только анкера с глубиной заделки 30 и 35 мм. Универсальная градуировочная зависимость по приложению 5 ГОСТ 22690 для анкера с глубиной заделки 30 мм (рис. 2) оказалась не точной [3], было решено использовать анкер II.35, применение которого обеспечивает меньшую погрешность.

Анкер II.35 в ранее проведенных исследованиях [1] не использовался. В 2006…2008 г.г. в лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБ к.т.н. Тухтаевым Б.Х. были проведены испытания по определению значения m_2 для градуировочной зависимости $R= m_2 \cdot P$.

Значения m_2 определялись двумя способами - по методике [2] и сопоставлением испытаний одних и тех же участков анкерами II.48 и II.35. Для второго способа значения m_2 определялись на бетонах прочностью менее 60 МПа. При этом принималось, что значения прочности, полученные анкерами II.48 являются достоверными, как обладающие наименьшей методической погрешностью.

Было установлено, что по методике [2] разброс значений m_2 для анкера II.35 составляет 1,30…2,37, среднее значение m_2=1,96.

По второму способу разброс значений m_2 составляет 1,26…2,31, среднее значение m_2 = 1,68.

К сожалению, на момент проведения этого исследования было накоплено недостаточно данных, поэтому в качестве результата работы было предложено принимать m_2 = 1,68 без учета значений, полученных по методике [2].

На втором этапе использовались приборы с усилием вырыва до 100 кН (см. рис. 3). Такие приборы позволяют использовать для контроля прочности анкер II.48.

По методике [2] были построены уточненные градуировочные зависимости для анкеров II.48 и II.35. Для этого было изготовлено 6 серий. Каждая серия включала в себя два блока размером 600×600×300мм и 12 кубов 150×150×150мм (см. рис. 4). Блоки и кубы хранились в одинаковых естественных условиях, при атмосферной влажности (50…80%) и температуре наружного воздуха не ниже 15ºС и не выше 30ºС, аналогично твердению бетона в конструкциях на строительном объекте. Во всех блоках испытания прочности бетона проводились анкерами II.48 (2 испытания в возрасте 28 суток и 1 испытание в возрасте 90 суток), а так же анкером II.35 (3…4 испытания в возрасте 28 суток и 2 испытания в возрасте 90 суток), всего было выполнено 39 испытаний анкером II.48 и 64 испытания анкером II35 (рис. 5). В возрасте 28 и 90 суток испытывалось по 3 куба на сжатие и 3 куба на растяжение при раскалывании по ГОСТ 10180.

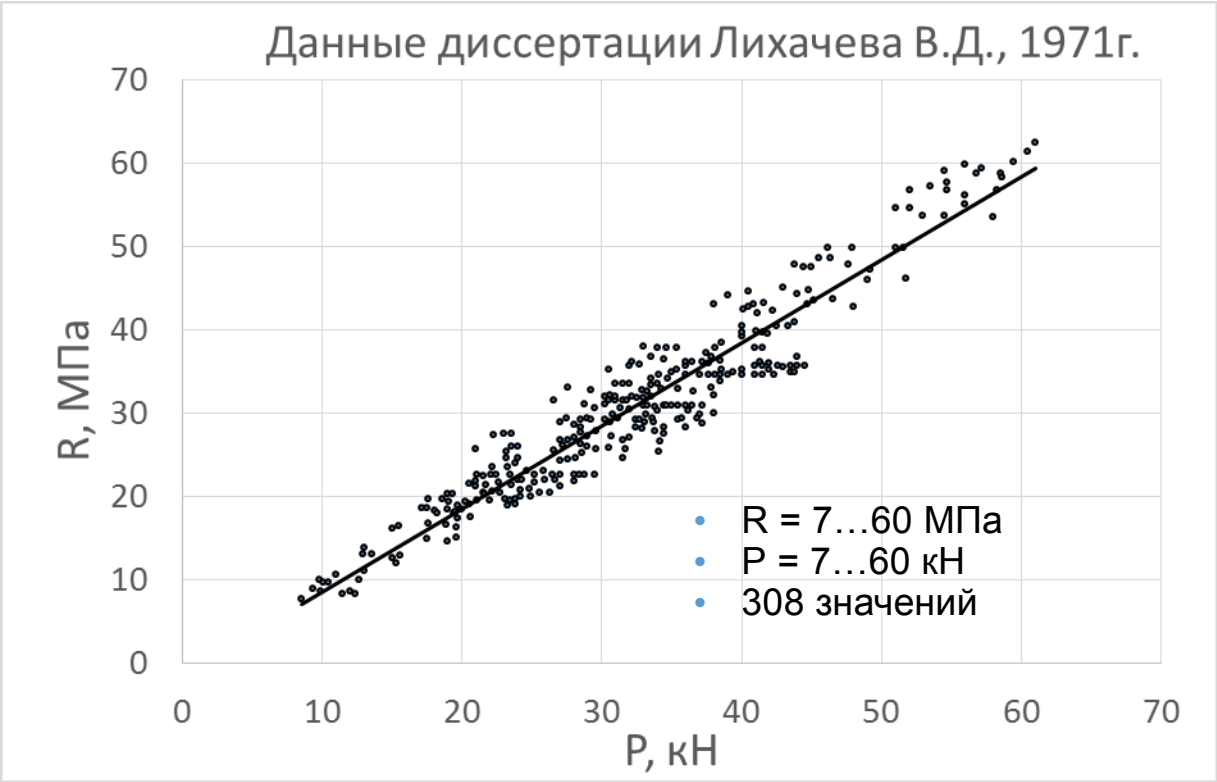


Рисунок 1. Данные ранее проведенных исследований для анкера II.48 (2-го типа, глубина заделки 48 мм).

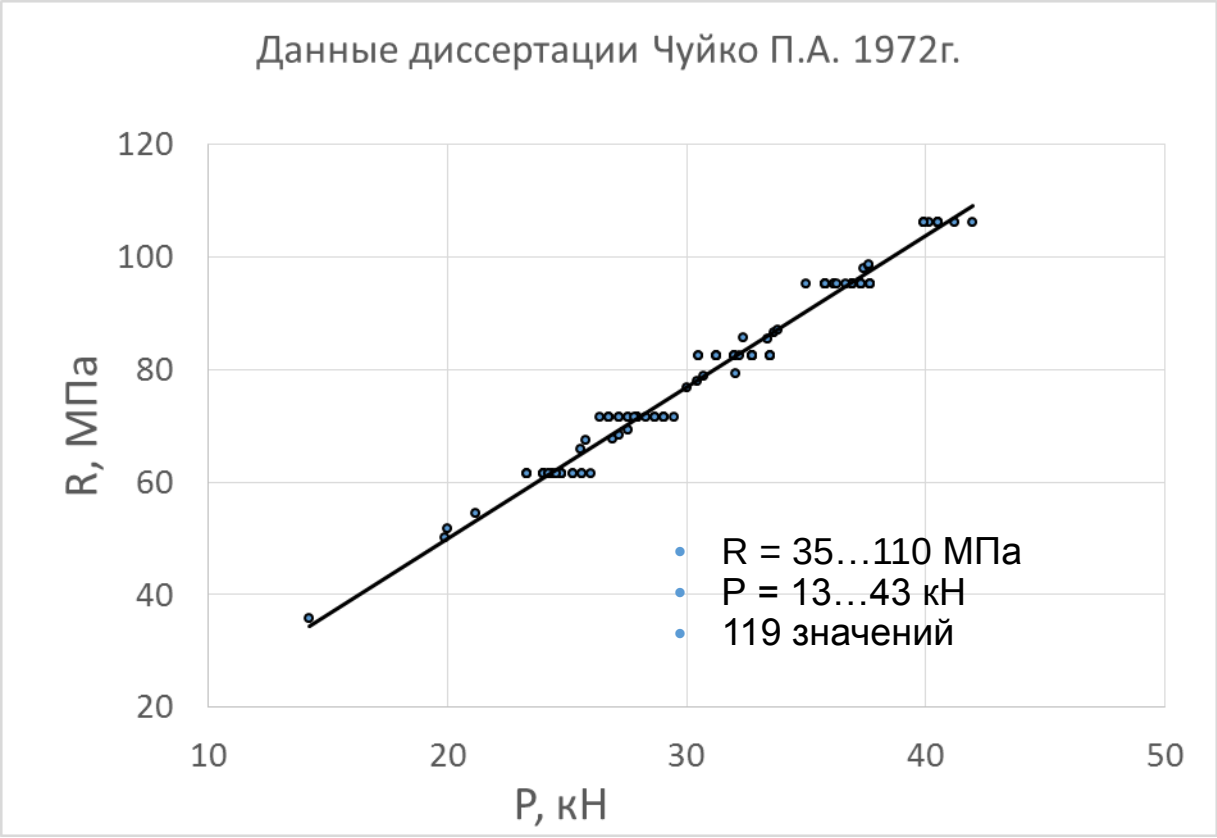


Рисунок 2. Данные ранее проведенных исследований для анкера II.30 (2-го типа, глубина заделки 30 мм). Примечание: анкер II.35 (2-го типа, глубина заделки 35 мм) – ранее не исследовался.

а) б)

Рисунок 3. Приборы для контроля прочности бетона методом отрыва со скалыванием.
а) ПОС-50МГ4 с усилием вырыва до 50 кН; б) ПОС-50МГ4.Ус усилием вырыва до 100 кН

Полученные уточненные градуировочные зависимости представлены на графиках (см. рис. 6). Основные параметры представлены в таблице 1. Значение коэффициента m1·не изменялось и принималось равным единице. На рисунке и в таблице приведены соответствующие параметры универсальных градуировочных зависимостей по приложению 5 ГОСТ 22690-88.

Для анкера II.48 в ранее проведенных исследованиях [1] разброс значений m2 составил 0,68…1,23 (см. рис. 1), среднее значение 0,95. Значения были получены для бетонов прочностью менее 60 МПа. В настоящей работе m2=0,97…1,21 (см. рис. 5а), среднее значение 1,09. Однако по результатам расчетов с использованием статистических методов было получено, что обе выборки статистически значимо - не являются частями одной генеральной выборки. Это свидетельствует о том, что настоящее исследование не является частным случаем полученной ранее выборки [1], а является ее продолжением, т.к. данные [3] были получены на бетонах другой прочности. Это означает, что для контроля прочности бетонов класса В60…В80 не могут использоваться значения m2, полученные для бетонов прочностью менее 60 МПа.

Для анкера II.35 в упомянутой выше работе Тухтаева Б.Х. разброс значений m2 составлял 1,30…2,37, среднее значение m2=1,96. В настоящем исследовании разброс значений m2 составляет 1,88…2,28 (см. рис. 5б), среднее значение m2=2,06.

Результаты расчетов с использованием статистических методов показывают, что обе выборки (полученная Тухтаевым Б.Х. и полученная по результатам настоящей работы) статистически значимо - являются частями одной генеральной выборки.

Косвенной проверкой отсутствия ошибки в полученных результатах является соотношение значений m2 для обоих анкеров: 1,09·(48/35)2= 2,05 ≈ 2,06.

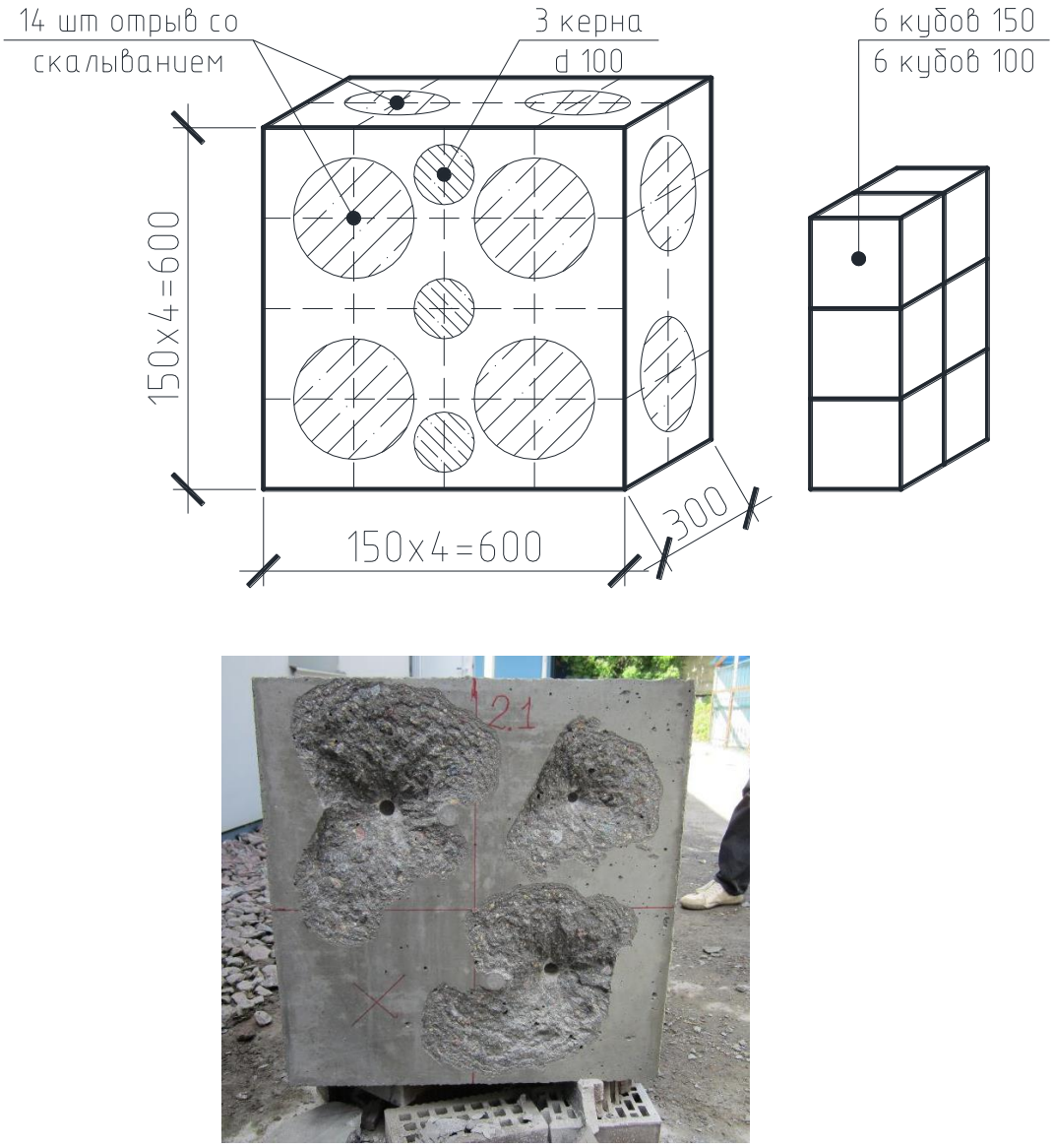
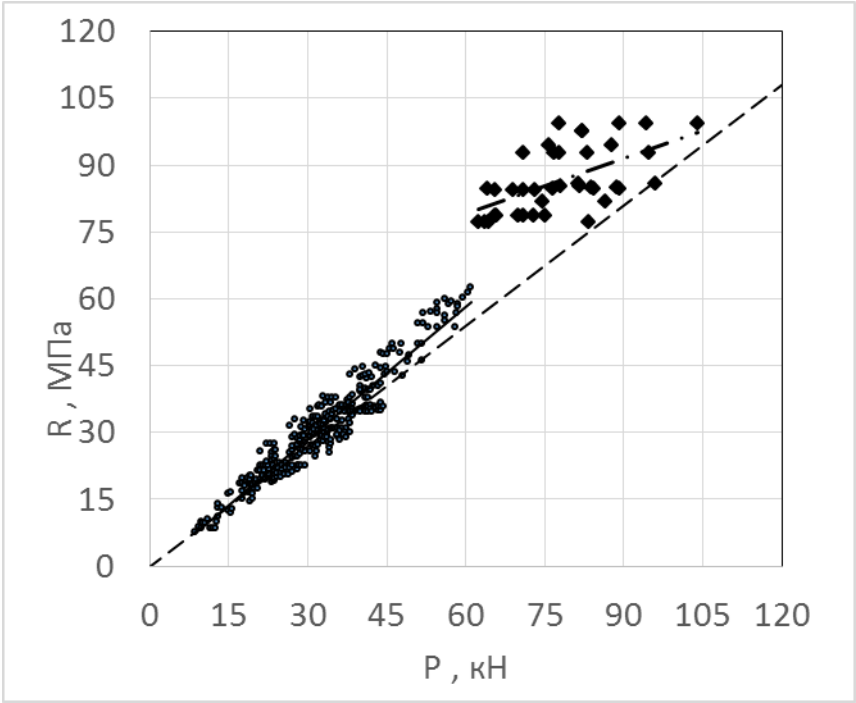
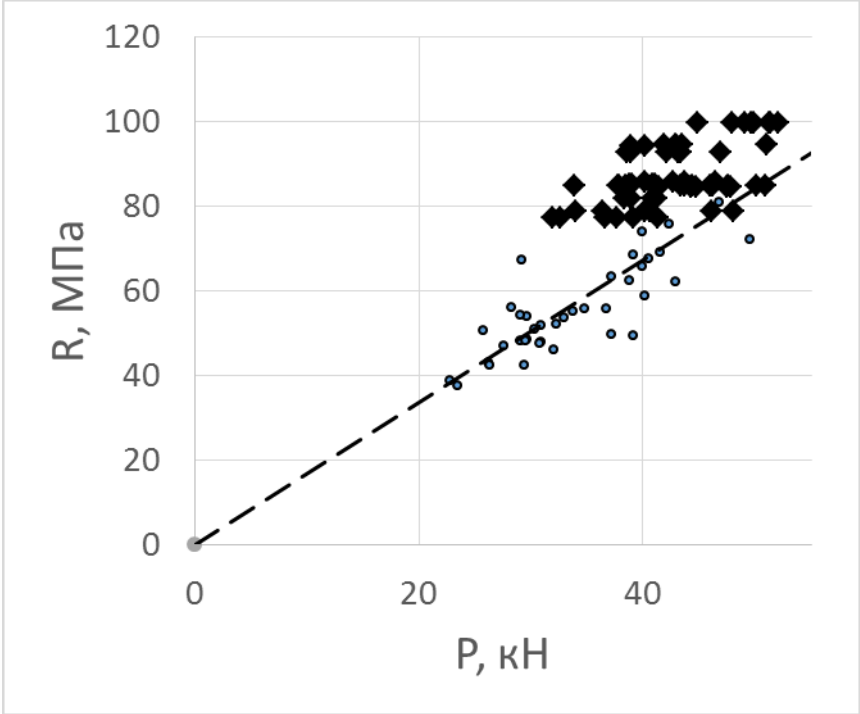


Рисунок 4. Схема образца и вид после испытаний (поверхность блока № 1 второй серии после проведения испытаний: два отрыва анкером II.48 и один отрыв анкером II.35).



а)



б)

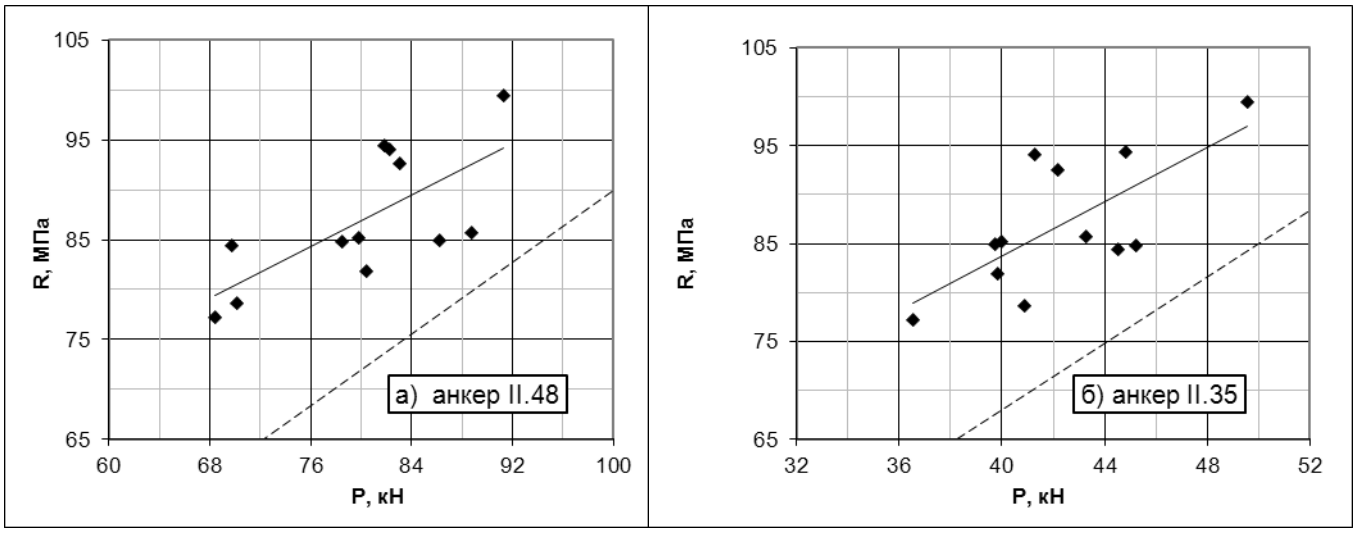
Условные обозначения:

R – прочность бетона на сжатие по результатам испытания образцов-кубов 150мм×150мм×150мм;

P – усилие отрыва анкера из образца-блока;

- значения ранее проведенных исследований по [1];
- полученные новые значения;
- универсальная градуировочная зависимость по ГОСТ 22690.

Рисунок 5. Результаты единичных испытаний: а) для анкера II.48 (39 значений), б) для анкера II.35 (64 значения).



Условные обозначения:

R – прочность бетона на сжатие по результатам испытания образцов-кубов 150мм×150мм×150мм;

P – усилие отрыва анкера из образца-блока;

- среднее значение по двум образцам-блокам (12 значений);
- универсальная градуировочная зависимость по ГОСТ 22690;
- уточненная градуировочная зависимость.

Рисунок 6. Зависимость прочности бетона от усилия отрыва: а) для анкера II.48, б) для анкера II.35

Таблица 1. Параметры уточненных градуировочных зависимостей.

тип анкера	II.48		II.35	
градуировочная зависимость	по [2]	уточненная	по [2]	уточненная
уравнение зависимости	R = 0,9·P	R = 1.09*P	R = 1,68·P	R = 2.06*P
ст. отклонение значений m_2	-	0.07	-	0.12
коэф-т. вариации значений m_2	4,0%	6.6%	5.0%	6.0%

Результаты выполненной работы:

1. Контроль прочности монолитных бетонов классов В60…В80 может выполняться методом отрыва со скалыванием, с применением анкеров II.48 и II.35 и проборов с усилием вырыва до 100 кН. Прочность бетона определяется по универсальной градуировочной зависимости приложения 5 ГОСТ 22690-88 [2].

2. Универсальные градуировочные зависимости могут быть уточнены по методике [2]. Отличие прочности по уточненным и универсальным градуировочным зависимостям составляет около 20% в сторону увеличения прочности бетона, однако методическая ошибка при этом возрастает примерно в 1,5 раза.

3. Обработка результатов настоящей работы методами математической статистики показал, что полученные результаты хорошо согласуются с результатами ранее проведенных исследований [1].

4. Универсальные градуировочные зависимости [2] дают надежные значения прочности бетона. Применение уточненных градуировочных зависимостей, полученных в настоящей работе, позволяет получить более точные значения

прочности бетона, при этом обязательно соблюдение ограничений [2], постоянное уточнение коэффициента m2 и учет погрешности метода.

В заключение следует отметить, что изготовление и испытание образцов выполнялось в лаборатории бетонного завода № 222 ООО «ПСФ «КРОСТ». В работе были использованы материалы исследований, выполненных под руководством д.т.н., проф. Клевцова В.А., к.т.н. Коревицкой М.Г. и к.т.н. Тухтаева Б.Х.

Список литературы

1. Вольф И.В., Чуйко П.А., Лихачев В.Д., Хомутченко С.Я., Комаровский А.А. Определение прочности бетона в конструкциях методом вырывания стержней./ Бетон и железобетон, № 10 1973, стр. 20-22.
2. ГОСТ 22690-88 Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.
3. Коревицкая М.Г., Тухтаев Б.Х. «Об ошибке ГОСТ 22690-88 при определении прочности высокопрочного бетона методом отрыва со скалыванием./ Бетон и железобетон. № 6. 2003.

Ключевые слова: высокопрочный бетон, контроль прочности неразрушающими методами, метод отрыва со скалыванием

Key words: high-strength concrete, the strength of non-destructive testing, pull-out testing

Сергей Ильич Иванов, кандидат техн. наук, старший научный сотрудник лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБ им. А.А. Гвоздева
+7(499) 1747405 5378018@mail.ru

Sergey Ivanov.phd. Laboratory of reinforced concrete structures and quality control NIIZhB +7(499) 1747405 5378018@mail.ru

Для цитирования:

Иванов С.И. Контроль прочности высокопрочного бетона методом отрыва со скалыванием / С.И. Иванов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 295 – 302.

Citation:

Ivanov S.I. Control method of strength high strength concrete separation with shear fracture/ S.I. Ivanov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.295 - 302.

УДК 69.059.3

ПРИМЕНЕНИЕВСТРАИВАЕМОГОЖЕЛЕЗОБЕТОННОГОКАРКАСА ПРИ УСИЛЕНИИ ПРИЯМКА ЛИФТОВОЙ ШАХТЫ

В.В. Павлов
г. Казань, Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Аннотация
В статье рассматривается применение встраиваемого монолитного железобетонного каркаса при усилении строительных конструкций приямка лифтовой шахты, с условием сохранения геометрических параметров усиливаемых конструкций.

APPLICATION FLUSH CONCRETE FRAME IN THE STRENGTHENING OF THE PIT OF THE ELEVATOR SHAFT

Abstrakt
In article application of the built-in monolithic ferroconcrete framework when strengthening construction designs of a pit of lift mine, with a condition of preservation of geometrical parameters of the strengthened designs is considered

В [1-3] описан метод реконструкции кирпичных зданий с использованием железобетонного каркаса, который встраивается непосредственно в «тело» существующих несущих стен здания (рис. 1, 2), что позволяет решить следующие задачи, часто возникающие при реконструкции зданий и сооружений:

- сохранить внешний облик реконструируемых зданий и сооружений, что особенно важно для зданий, имеющих историческую и архитектурную ценность;
- значительно увеличить несущую способность здания, поскольку всю нагрузку воспринимает на себя вновь возводимый железобетонный каркас;
- обеспечить возможность свободной внутренней планировки;
- полностью исключить воздействие эксплуатационных нагрузок на существующие стены;
- реорганизовать работу существующих стен здания из несущих наружных стен в элементы ограждающих конструкций заполнения железобетонного каркаса;
- исключить из работы существующие фундаменты здания, а также повреждённые элементы стен и фундаментов.

Суть предлагаемого метода заключается в следующем: первоначально производится разборка существующего фундамента в местах устройства фундаментов под колонны каркаса, после чего возводятся фундаменты. В кирпичных стенах устраиваются горизонтальные и вертикальные штрабы (рис. 1), которые служат образующими для конструкций монолитного железобетонного каркаса (колонн, ригелей со шпонками). После этого приступают к возведению монолитного железобетонного каркаса.

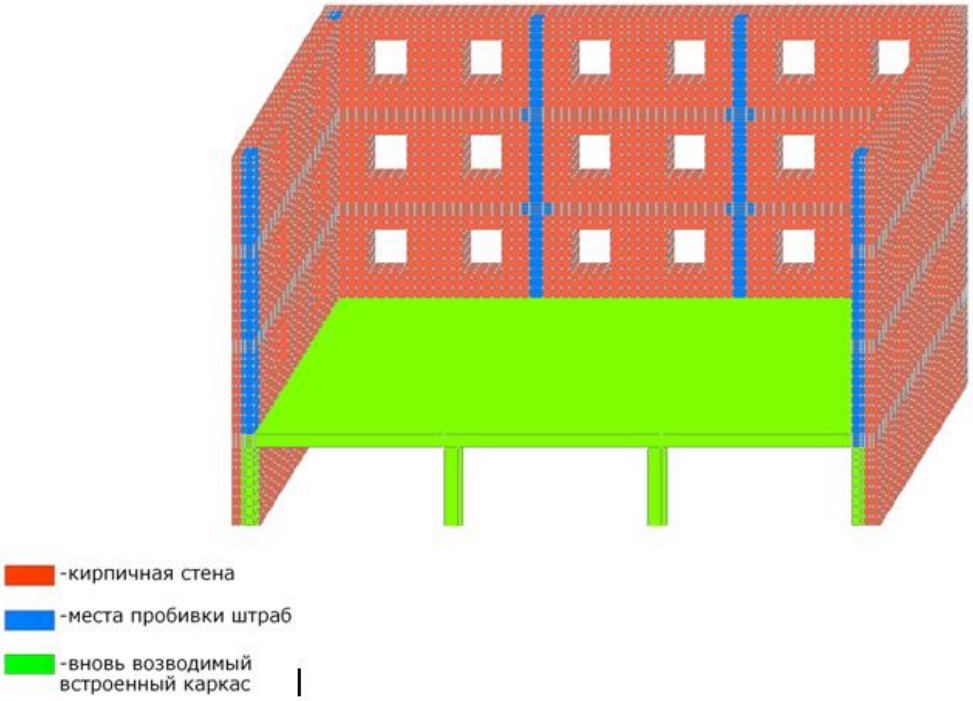


Рис. 1 Устройство встраиваемого монолитного железобетонного каркаса.

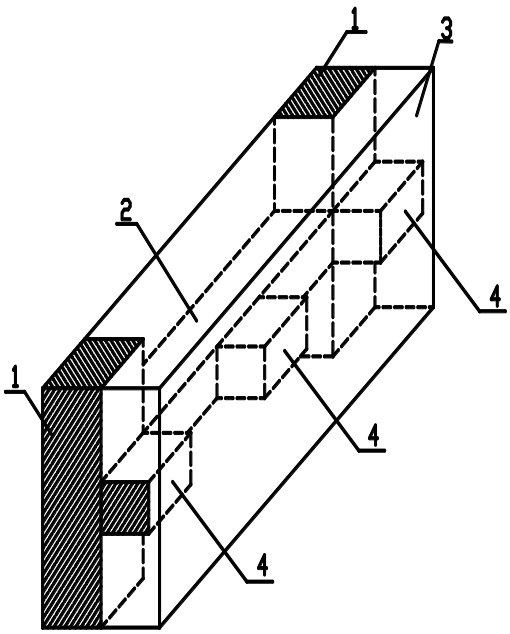


Рис. 2. Конструкция встраиваемого каркаса со шпонками.
1- колонны встраиваемого каркаса, 2- ригели каркаса, 3 – существующая кирпичная стена, 4- шпонки.

Использование отдельных положений разработанного метода было использовано при разработке рекомендаций по усилению приямка лифтовой шахты одного из зданий гостиниц в г. Казани. При проведении обследования технического состояния лифтовой шахты было установлено, что кирпичная кладка приямка, находящегося в подвальной части здания, выполненная из силикатного кирпича на

цементно-песчаном растворе не обладает необходимой несущей способностью. Очевидная необходимость усиления кирпичной кладки поставила также задачу по сохранению геометрических характеристик приямка, что было продиктовано требованиями допусков лифтового оборудования. В результате рассмотрения различных вариантов усиления [4-6] стен приямка лифтовой шахты и сопоставления их по технико-экономическим показателям, было принято решение усилить повреждённые конструкции с помощью встраиваемого монолитного железобетонного каркаса. Для этих целей по высоте приямка в теле его стены были выполнены вертикальные штрабы (рис. 3), в которые затем были установлены арматурные каркасы, установлена опалубка и выполнено бетонирование этих элементов. В уровне расположения части стены с достаточной несущей способностью были выполнены горизонтальные штрабы, с последующим устройством монолитных железобетонных ригелей. Бетонирование конструкций каркаса производилось безусадочными бетонными смесями.

Рис. 3. Устройство вертикальныхштраб под колонны каркаса.

В процессе производства работ, а также в период набора бетоном прочности проводился мониторинг состояния строительных конструкций лифтовой шахты на предмет возникновения каких-либо деформаций. В результате было отмечено их отсутствие. После набора бетоном встраиваемого каркаса проектной прочности был

выполнен монтаж лифтового оборудования. Эксплуатация объекта и на сегодняшний день происходит в нормальном режиме, каких-либо внештатных ситуаций в работе конструкций лифтовой шахты не отмечено.

В связи с вышеизложенным можно сделать вывод о том, что использование встраиваемого монолитного железобетонного каркаса при различных вариантах усиления каменных стен зданий и сооружений позволяет увеличить их несущую способность без изменения геометрических характеристик конструкций.

Литература

1. Вестник РААСН Волжского регионального отделения, выпуск 12, г. Нижний Новгород – 2009г. «Способ реконструкции стен кирпичных зданий с использованием встроенного железобетонного каркаса» Соколов Б.С., Павлов В.В.

2. II Всероссийская научно-практическая конференция ТГУ, «Градостроительство, реконструкция и инженерное обеспечение устойчивого развития городов Поволжья» г. Тольятти – 2009г. «Реконструкция кирпичных зданий методом встроенного железобетонного каркаса» Соколов Б.С., Павлов В.В.

3. Патент на полезную модель № 68039 «Устройство реконструкции кирпичных зданий» 2007 г., Павлов В.В., Багманов Р.Т.

4. А.И. Мальганов, В.С. Плевков «Восстановление и усиление ограждающих строительных конструкций зданий и сооружений», Томск, 2002, 390 с.

5. Матвеев Е.П. Реконструкция жилых зданий методом встроенных монолитных и сборно-монолитных строительных систем / Энергообработка бетонной смеси в строительстве: Тез. Докл. Междунар. Научн.-техн. Конф.- Владимир, 1996.

6. Матвеев Е. П. Реконструкция: сборно-монолитные и монолитные встроенные системы //“Жилищное и коммунальное хозяйство”, 1996, №11, стр.31-34А.

7. Афанасьев А.А., Матвеев Е. П. Реконструкция жилых зданий методом встроенных строительных систем // “Известия вузов. Строительство.”, 1997, №9, стр. 4-9, М.

Ключевые слова: реконструкция, встраиваемый железобетонный каркас, усиление, приямок, лифтовая шахта.

Keywords: reconstruction, the built-in ferroconcrete framework, strengthening, приямок, lift mine

Павлов В.В. - кандидат технических наук, доцент кафедры ЖБиКК. Казанского государственного архитектурно-строительного университета. newtura@mail.ru

Pavlov V.V. – candidate of technical sciences, associate professor iron of concrete and stone designs, Kazan State University of Architecture and Engineering. newtura@mail.ru

Для цитирования:

Павлов В.В. Применение встраиваемого железобетонного каркаса при усилении приямка лифтовой шахты / В.В. Павлов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 303 – 307.

Citation:
Pavlov V.V. Application flush concrete frame in the strengthening of the pit of the elevator shaft / V.V. Pavlov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014.- P. 303 - 307.

УДК 624.012.45 : 69.059.4

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ПОВРЕЖДЁННЫХ ОПЕРТЫХ ПОКОНТУРУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

А.Н. Плотников, А.В. Ежов, А.И. Сабанов, В.А. Иванов
ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

Аннотация
В статье рассматриваются методы расчета несущей способности опертых по контуру перекрытий сплошного сечения на примере квадратных, подверженных арматурной коррозии вплоть до полной потере арматуры. Определяется физически возможный диапазон распределения усилий между направлениями плана. Выводится формула расчета несущей способности плиты без арматуры. Обосновывается возможность использования значительно поврежденных перекрытий при их усилении.

CAPACITIESDAMAGEDSUPPORTEDALONGITSCONTOURREINFORCEDCONCRETESLAB

Abstract
This article discusses methods for calculating the carrying capacity of simply supported along the contour overlap solid section on the example of the square, subject to reinforcement corrosion up to a total loss of reinforcement. Determined physically possible range of distribution of stresses between the directions of the plan.The formula for calculating the bearing capacity of plates without reinforcement.The possibility of the use of significantly damaged floors in their repair.

В ряде отраслей промышленности, прежде всего, пищевой, применяются каркасы с безбалочными перекрытиями в монолитной или сборном исполнении. По характеру механической работы эти перекрытия относятся к опертым по контуру. Особенно выражена такая работа у пролетных плит сборных перекрытий, размеры которых принимаются обычно 3 х 3 м.

Названные перекрытия часто подвергаются коррозионным воздействиям при санитарной обработке, воздействию льда в холодильниках и аварийных проливах технологических веществ. При этом самой незащищенной является нижняя поверхность плит, которая подвергается преимущественно коррозии II рода с образованием окислов железа и разрушением рабочей арматуры и защитного слоя бетона [1] как показано на рис. 1. Такой же результат возможен при воздействии на перекрытие пожара.

Несущая способность железобетонных конструкций, эксплуатируемых в среднеагрессивной воздушной среде при повышенной влажности, снижается в результате коррозии арматуры. Этот процесс происходит постепенно. В опертых по контуру перекрытиях, которым свойственно расположение арматуры слоями, из

работы в большей степени выключается арматура, расположенная ближе к поверхности конструкции. В большей степени коррозия влияет на пролетные плиты, несколько меньше, на надколонные. У последнихнадопорная (верхняя) арматура закрыта кислотоупорным полом, т.е. более защищена. В этих сечениях бетон более активно подвергается коррозии и теряет объем, но у сжатой зоны есть возможность перемещаться вверх по сечению.

а) б)

в)

Рисунок 1. Перекрытие, подвергнутое коррозии: а) общий вид нижней поверхности, б) арматура в зоне капители, в) арматура пролетной плиты.

Коррозия арматуры поражает сечение стержней неравномерно по окружности, а имеет серповидное очертание [2]. При этом происходит смещение центра сечения арматуры и уменьшение высоты сжатой зоны бетона. У плит с плоской поверхностью при глубине коррозии в 1 мм длине серпа коррозии составляет около ¼ окружности стержня, при предельной потере площади сечения арматуры в 50% от исходной длина серпа составит ½ окружности.

При обследовании подобной конструктивной системы здания мясокомбината в г. Чебоксары было определено, что на участке 24 х 24 м вся нижняя поверхность плит повреждена коррозией, причем арматура полностью выключилась из работы, утратив более 50 % сечения, потеряв сцепление с бетоном, часть стержней вышла из тела бетона и зависла. Коррозия нижней арматуры капителей выражена меньше (30-40%), имеются капители с оголенной арматурой, а также капители без оголения арматуры, но при простукивании поверхности бетона этих конструкций локально

фиксируется глухой звук, что свидетельствует о коррозии арматуры, отслоении защитного слоя бетона и нарушении сцепления арматуры с бетоном. Коррозия бетона проявляется в отслоении защитного слоя бетона, потере сцепления арматуры с бетоном и дальнейшем шелушении бетона на глубину не менее 30 мм.

На работу конструкции влияет состояние сцепления арматуры с бетоном. В результате коррозии сцепление нарушается, особенно интенсивно при разрушении выступов арматуры. На величины сцепления, выражающиеся в сопротивлении сдвиговым деформациям вдоль стержня, влияет плотность (степень уплотнения) бетона в зоне взаимного влияния бетона и арматуры. Заметное влияние оказывает соотношение «площадь сечения стержня - приведенный периметр сечения», показатели сцепления для стержней меньшего диаметра, но при большем количестве лучше [3], если не учитывать случай хрупкого разрушения стали.

Для оценки несущей способности поврежденного перекрытия с разной степенью потери арматуры были определены вероятные характерные этапы его работы при разном проценте армирования.

Этап 1: начало коррозии нижнего слоя арматуры одного направления; этап 2: развитие коррозии первого направления, начало коррозии второго направления; этап 3: выключение из работы арматуры первого направления, развитие коррозии второго; этап 4: полное выключение из работы арматуры. На 4 этапе несущая способность оценивается как для бетонной опертой по контуру плиты.

Для оценки остаточной несущей способности перекрытия был применен метод предельного равновесия (МПР) с учетом физических ограничений по соотношению процентов армирования двух направлений [4,5].

Общее уравнение несущей способности плиты, опёртой по контуру:

$$\frac{g l_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = (2M_1 + M_I + M_I')l_2 + (2M_2 + M_{II} + M_{II}')l_1 \qquad (1)$$

Для свободно опёртой плиты квадратного плана:

$$g = \frac{12(M_1 + M_2)}{l^3} \qquad (2)$$

При различном армировании между направлениями усилия растут с разной скоростью, причем эта разница ограничена физическим параметрами, определенными ранее эмпирически для перекрестно-ребристых перекрытий, аналогичных по своей работе сплошным [4]. При достижении в одном из направлений опертого по контуру перекрытия величины M = Ms (предела текучести арматуры), рост усилий в этом направлении останавливается, считаем такой уровень нагрузки несущей способностью перекрытия. В этом случае второе направление не может перераспределить на себя дополнительную нагрузку, что обусловлено его граничной высотой сжатой зоны.

На графике (рис. 2.) показано изменение коэффициента несущей способности перекрытия kg в зависимости от соотношения количества армирования μ_y/μ_x между направлениями. За единичное значение принята несущая способность перекрытия с

равным армированием. При значительной ортотропии вместе с перераспределением усилий в сторону большего армирования происходит снижение несущей способности в направлении с меньшим армированием.

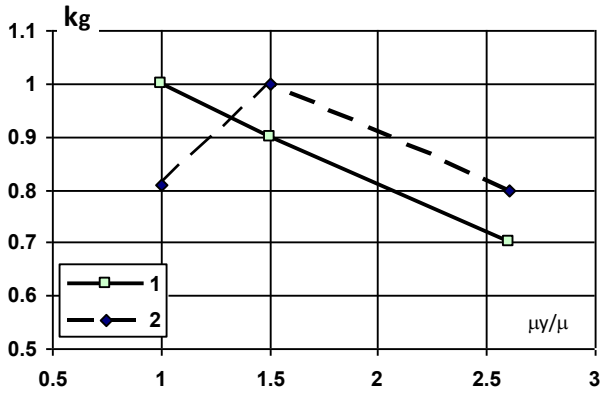


Рисунок 2. - График коэффициента изменения несущей способности перекрытия k_g в зависимости от соотношения количества армирования μ_y/μ_x между направлениями:
1. монолитного; 2. составного.

Для решения обратной задачи нахождения несущей способности перекрытия необходимо учитывать действительные параметры армирования, обусловливающие несущую способность ребер Msx, Msy. Одно из этих значений меньше другого. Предельное состояние конструкции наступает при достижении хотя бы в одной зоне условия M(x,y) >Ms(x,y).

Дальнейшее увеличение нагрузки возможно при рассмотрении запредельных состояний, характерных для категории аварийного технического состояния и выполнения расчета на прогрессирующее разрушение. Это позволит также оценить несущую способность при параметрах, отличных от проектных, т.е., действительную несущую способность. При обследовании таких конструкций может быть учтен случайный характер несущей способности отдельных элементов. При более общей ситуации должны учитываться конструктивные особенности перекрытий, например, разные значения h_{0x} и h_{0y} , особенно при больших диаметрах арматуры ds. При разных величинах сторон плана также важен учет параметров армирования. Для решения прямой задачи при заданном g можно вводить коэффициенты ортотропии из диапазона возможных значений по графикам на рис. 2.16 и 2.17 [4].

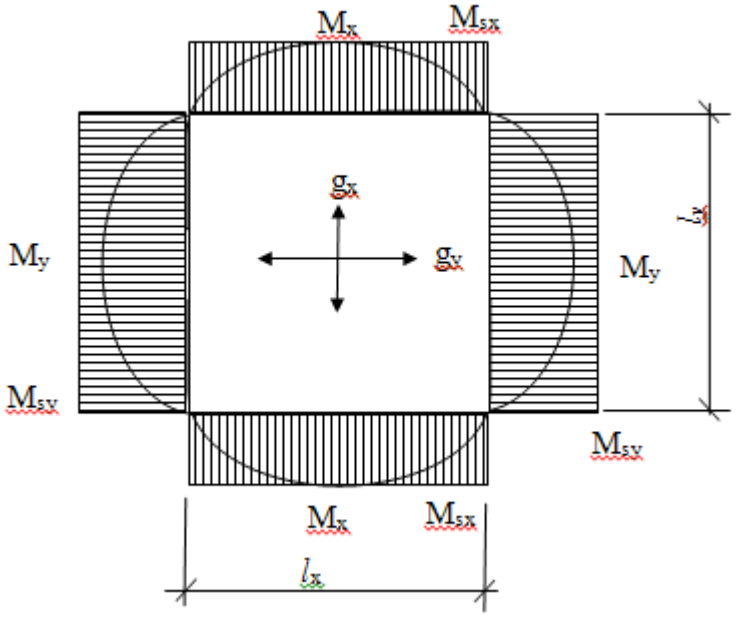


Рисунок 3. - Распределение усилий между направлениями при $\mu_y > \mu_x$

По описанной схеме на 2 этапе коррозионного повреждения квадратной плиты несущая способность меньше на 15 % несущей способности при максимальном проценте армирования μ_{yx} = 0,82%, меньше на 30 % при μ_{yx} = 0,15%, определенной по традиционному алгоритму без физических ограничений по (2). Соотношение усилий по предлагаемой схеме получается g_y/g_x = 1,39 (1,25) против 1,74 (1,94) - по традиционному алгоритму, что значительно и сразу же должно вызвать сомнения у специалистов по оценке остаточного ресурса.

На 3 этапе, когда арматура в одном из направлений в расчете не учитывается, сопротивляется только бетон, воспринимаемый этим направлением момент минимален, устанавливается максимально возможная разница по распределению нагрузки из графика на рис. 2 – (1/0,7) – 1,43. Тогда несущая способность меньше 2,85 раз при максимальном проценте армирования μ_{yx} = 0,82%, меньше на 30 % при μ_{yx} = 0,15%. Соотношение усилий g_y/g_x = 1,43 против 4,7 (1,94) - по традиционному алгоритму.

Определение несущей способности по 4 этапу требует особого рассмотрения. Как свидетельствуют данные обследования, проведенного авторами статьи, несущая способность опертого по контуру перекрытия без армирования сохраняется на определенном уровне. При полном выходе арматуры из работы прогиб не превышает нормативных значений, ширина трещин на нижней поверхности не превышает 0,1 мм.

Условие наступления первого предельного состояния – образование трещин по диагоналям плиты, квадратной в плане, т.е. полной потери статической неопределимости.

Поскольку плита работает без арматуры в растянутой зоне, ее геометрическая неизменяемость будет зависеть только от сопротивления треугольных консолей e-m-n (на плоскости) в середине плиты внешней нагрузке (рис. 4). Консоли не должны

отделиться от оставшегося контура. В запас несущей способности при неопределенности по анкеровкеприопорной верхней арматуры плиты, она в расчет не учитывается.

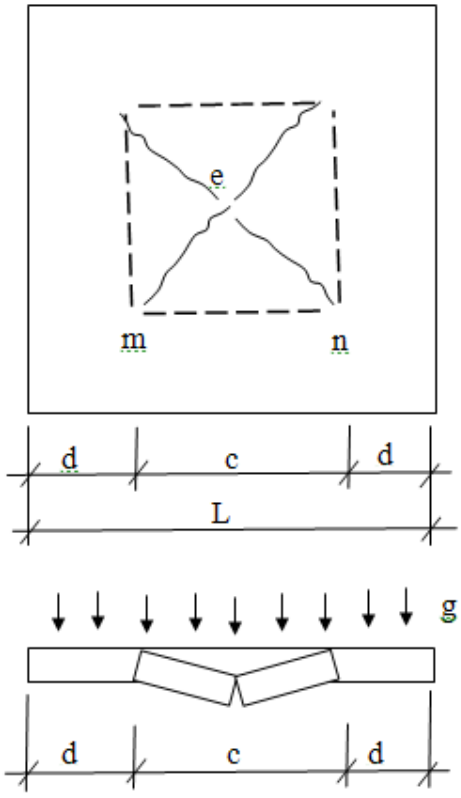


Рисунок 4. Схема излома пролетной плиты без сопротивления арматуры

Авторами выведена формула для определения величины «с» - ширины защемления консольного треугольного элемента e-m-n.

Момент образования трещины, свидетельствующий о выходе консоли из работы, по линии «m-n» :

$$M_{crc} = \frac{R_{bt} c h^2}{6} \tag{3}$$

Действующий момент в консоли от равномерно распределенной нагрузки, нагрузка на консоль принимается по закону треугольника:

$$M = \frac{g c \left(\frac{c}{2}\right)^2}{6} \tag{4}$$

Приравняв предыдущие выражения, выражаем величину «с»:

$$c = 2h\sqrt{\frac{R_{bt}}{g}} \tag{5}$$

Для обследуемого объекта при высоте сечения h = 12 см, расчетном сопротивлении бетона растяжению R_{bt} = 0,63 МПа, нагрузке g = 11,31 кН/м^2 , величина c = 1,79 м.

Это значит, что разрушение средней части пролетной плиты произойдет при развитии диагональных трещин на нижней поверхности плиты при c = 179 см при действии собственного веса перекрытия. При этом размер d = 65 см.

Развивающийся процесс распространения диагональных трещин при отсутствии рабочей арматуры будет ограничен полученными величинами.

В пределах образовавшейся пирамиды максимальная несущая способность с учетом момента образования трещин в бетоне на участке шириной 1 м:

$$g = \frac{24(M_1 + M_2)}{l_1^2(3l_2 - l_1)} = \frac{24*(1.51*1.79 + 1.51*1.79)}{1.79^2(3*1.79 - 1.79)} = 11.31 кН/м^2$$

На период обследования диагональных трещин на нижней поверхности плиты не зафиксировано, что свидетельствует о некотором запасе несущей способности против определенной расчетами. В частности, есть влияние распора в плоскости плит, что дает увеличение несущей способности в 1,2 - 1,3 раза. Однако эксплуатировать в таком состоянии перекрытие нельзя, т.к. ГОСТ по надежности зданий и сооружений, свод правил по проектированию железобетонных конструкций требует наличия арматуры в растянутой зоне. Плита требует усиления, ее несущая способность при этом должна определяться исходя из требуемой технологической (временной) нагрузки на перекрытие для данного производства.

По результатам вышеприведенного анализа построен график изменения несущей способности опертого по контуру сплошного перекрытия при развитии коррозии арматуры при различных значениях исходного процента армирования (рис. 5).

Снижение несущей способности типовых опертых по контуру плит перекрытий может произойти в 3,5 - 12 раз в зависимости от процента армирования. При этом несущая способность из условия сопротивления плиты без арматуры достаточна для проведения работ по ее усилению. Плита может служить опалубкой для выполнения разгрузки кессонным железобетонным перекрытием по предложению, представленному в [6] (рис. 6). После набора прочности бетона кессонное перекрытие передает нагрузку в зоне колонн через монолитную часть капителей. Старое перекрытие не демонтируется, а подвешивается к новому кессонному.

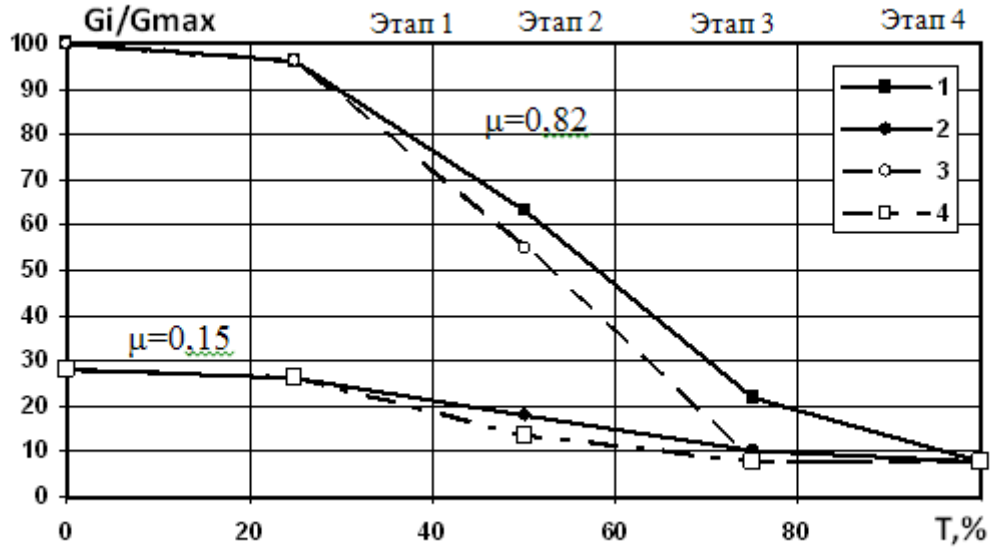


Рисунок 5 - Графики снижения несущей способности перекрытия
в результате коррозии:
1, 2 - традиционный расчет при μ = 0,83 и μ= 0,15 соответственно;
3, 4 – с учетом физических ограничений при μ = 0,83 и μ= 0,15 соответственно.

Выводы

1. При коррозии арматуры опертых по контуру перекрытий снижение несущей способности происходит этапами, с ускорением при начале коррозии арматуры второго направления, имеющего больший защитный слой.

2. Оценка несущей способности опертых по контуру перекрытий должна производиться с учетом физических параметров, т.е. соотношения усилий между направлениями квадратного плана возможны не более чем g_y/g_x = 1,7 при количестве арматуры, отличающемся между направлениями в 2,5 раза.

3. Перекрытие с полностью выключившейся из работы арматурой может рассчитываться по несущей способности как опертое по контуру при образовании «конверта трещин» с меньшим периметром из условия трещиностойкости выделившихся треугольных консольных звеньев.

4. Несущая способность перекрытий без арматуры по сравнению с исходным состоянием падает до 12 раз, но, тем не менее может составлять 9 кНм^2, что достаточно для использования поврежденного перекрытия для производства работ по его усилению.

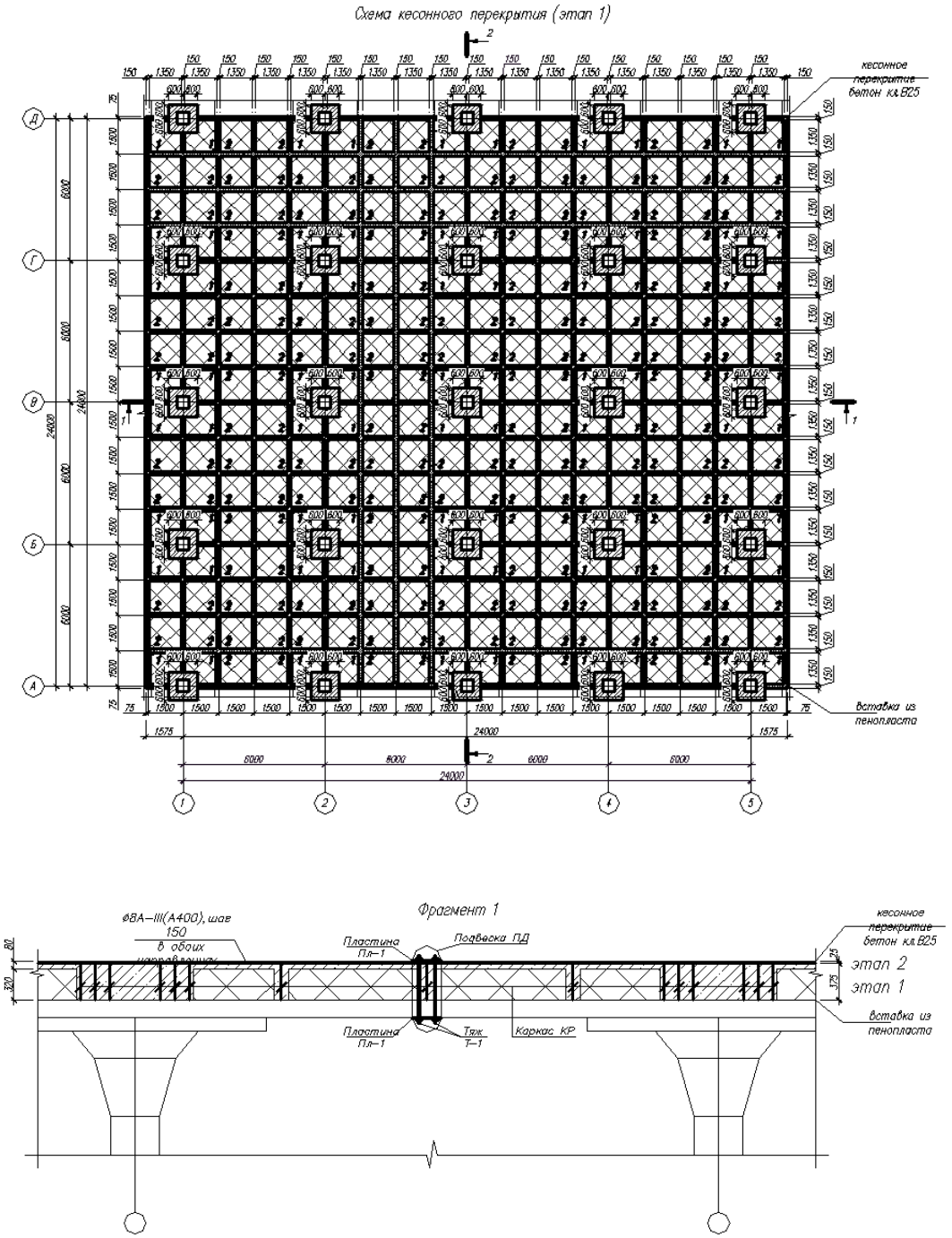


Рисунок 6 – Усиление с помощью кессонного перекрытия

Литература

1. Долговечность железобетона в агрессивных средах: Совм. изд. СССР - ЧССР - ФРГ / С.Н. Алексеев, Ф.М. Иванов, С. Модры, П. Шлисель. - М.:Стройиздат, 1990, - 320 с.

2. Лукин А.Г., Плотников А.Н. Оценка влияния коррозии бетона и арматуры на несущую способность плит перекрытия / Эксплуатация и реконструкция зданий и

сооружений. Материалы межрегионального научно - практического семинара. – Чебоксары.: Изд-во Чувашского ун-та, 2001, с. 55 – 61.

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

4. Плотников А.Н. Прочность и деформативность перекрестно-ребристого перекрытия с учетом перераспределения усилий: дис. … канд.техн.наук: 05.23.01. / Плотников Алексей Николаевич. - Москва, 2013. - 268 с.

5. Головин Н.Г., Плотников А.Н. Расчет перекрестно-ребристых перекрытий с учетом физической нелинейности / Бетон и железобетон – взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т.1. Теория железобетона. Железобетонные конструкции. Расчет и конструирование. Москва: МГСУ, 2014, с. 234 – 244.

6. Плевков В.С., Мальганов А.И., Балдин И.В. Оценка технического состояния, восстановление и усиление строительных конструкций инженерных сооружений / Под ред. В.С. Плевкова. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 316 с.

Ключевые слова: перекрытия, плиты, опирание по контуру, коррозия, несущая способность, распределение усилий.

Keywords: slab, plate, support along the contour, corrosion, capacity, distribution of stresses.

Плотников Алексей Николаевич – заведующий кафедрой «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.
Ежов Алексей Владимирович – старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; ezhAV@rambler.ru; +7 (8352) 62 45 96.
Сабанов Алексей Иванович - старший преподаватель кафедры «Архитектура» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; sabanov100@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.
Иванов Виктор Анатольевич - старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; 2605viktor@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Plotnikov Alexey Nikolaevich — Head of the Department of constructions, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; plotnikovAN2010@yandex.ru; +7 (8352) 62 45 96.
Ezhov Alexey Vladimirovich - senior Lecturer of the Department of constructions, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; ezhAV@rambler.ru; +7 (8352) 62 45 96.
Sabanov Alexey Ivanovich - senior Lecturer of the Department of architecture, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; sabanov100@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.
Ivanov Victor Anatolievich - senior Lecturer of the Department of constructions, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; 2605viktor@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Для цитирования:
Плотников А.Н. Несущая способность поврежденных опертых по контуру железобетонных перекрытий / А.Н. Плотников, А.В. Ежов, А.И. Сабанов, В.А. Иванов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 307 – 317.

Citation:
Plotnikov A.N. Capacities Damaged Supported Along its Contour Reinforced Concrete Slab / A.N. Plotnikov, A.V. Ezhov, A.I. Sabanov, V.A. Ivanov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014.- P. 307 - 317.

УДК 624.074.5:624.046.2

ИСПЫТАНИЯ СТАЛЬНОЙ РАМНОЙ СИСТЕМЫ ПРИ УДАРНОМ НАГРУЖЕНИИ

И.Н. Серпик, Н.С. Курченко, А.В.Алексейцев
ФГБОУ ВПО «Брянская государственная инженерно-технологическая академия», г. Брянск, Россия

Аннотация
Приведены результаты экспериментальных исследований пространственной рамно-стержневой конструкции, подвергающейся воздействию падающим грузом. Выполнена оценка коэффициента затухания колебаний. Рассмотрены возможности теоретического анализа данного нестационарного процесса.

TESTING OF THE STEEL FRAME CONSTRUCTION UNDER IMPACT LOADING

Abstract
The results of experimental studies of the space frame structure subjected to falling weight are given. The coefficient of damping oscillation is estimated. The possibility of the theoretical analysis of the unstable dynamic process is considered.

Для зданий и сооружений повышенного уровня ответственности в ряде случаев предъявляются требования к обеспечению их безопасности с учетом возможности ударных воздействий. В настоящей работе на основе лабораторного эксперимента изучаются особенности динамического поведения стальной пространственной рамы в результате падения на нее груза. Сопоставляются данные испытаний и результаты расчета этого объекта, полученные с помощью методики работ [1, 2].

Была изготовлена рама из стальных прямоугольных труб 30х20х1,5 по ГОСТ 8645-68 (рисунок 1). Узлы соединения стержней 1-3 рамы выполнены сварными с использованием стальных Г-образных вставок 5 и косынок 6. Стержни 2 и 4 соединены при помощи сварки и зажимной обоймы 7. Точность сборки обеспечена монтажными болтами. На стержне 4 установлены металлическая пластина 8 для передачи ударной нагрузки на раму и стержень 9 с нанесенной на него шкалой высот. Пластина 8 и стержень 9 закреплены с помощью зажимной обоймы 10 и

болтов. Рама установлена на опорных балках Б, которые крепились к бетонному полу с помощью металлических скоб С (рисунок 2).

При измерении деформаций рамы использовалась крейтовая система LTREU-2 с наборами микросхем LTR 212. Устанавливались тензометрические розетки ТР1-ТР4 (см. рисунок 1) на основе датчиков типа КФ 5П1-3-200Б12 чувствительностью 2,1±0,02 и сопротивлением 200±0,2 Ом. Показания датчиков деформаций снимались с частотой опроса 1500 Гц с использованием свободно распространяемой версии электронного самописца LGraph 2.

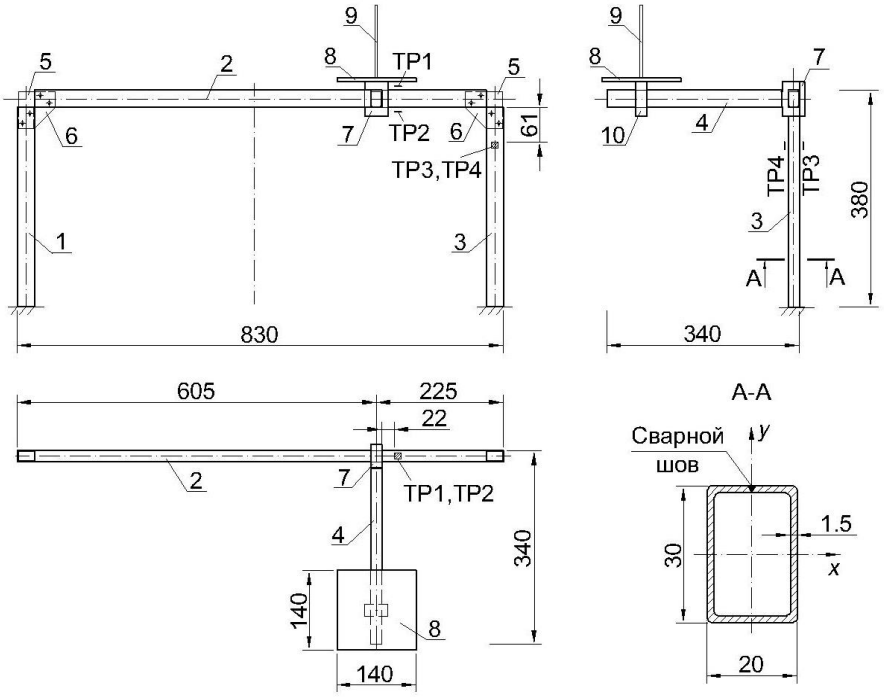


Рисунок 1 – Схема экспериментальной установки

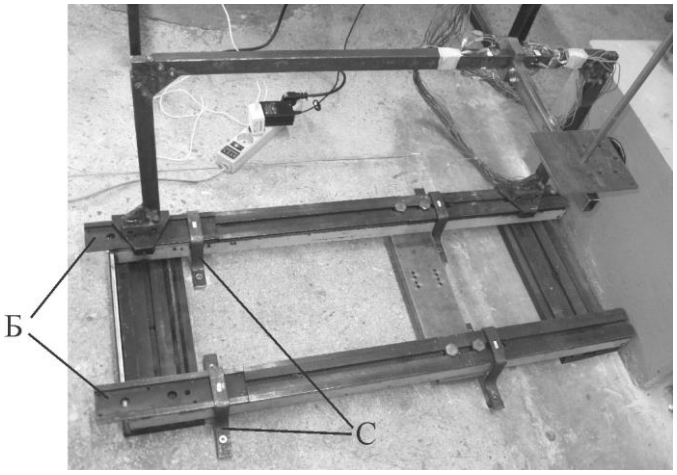


Рисунок 2 – Испытательный стенд

Ударяющее тело представляло собой металлический цилиндр массой 5 кг. Выполнялась серия ударов по пластине 8 (см. рисунок 1). Падение осуществлялось со следующих высот h: 0,05; 0,10; 0,15 и 0,20 м. С каждой высоты груз сбрасывался 20 раз. При этом отсутствовали сколько-нибудь заметные остаточные деформации. На рисунке 3 приведен характерный вид графиков продольных относительных деформаций ε, получившихся для розетки ТР3.

Был проведен анализ процесса затухания колебаний, вызванных ударами. По графикам деформаций установлено, что коэффициент затухания ξ [3] для первых 3-4-х периодов основной собственной частоты находится в пределах 0,17…0,27. При конечно-элементном моделировании исследуемого процесса учитывалось конструкционное демпфирование β по Рэлею [4]. Этот коэффициент вычислялся на

основе среднего значения $\xi = 0{,}22$ с учетом наименьшей частоты собственных колебаний [3]. Получено β=0,009.

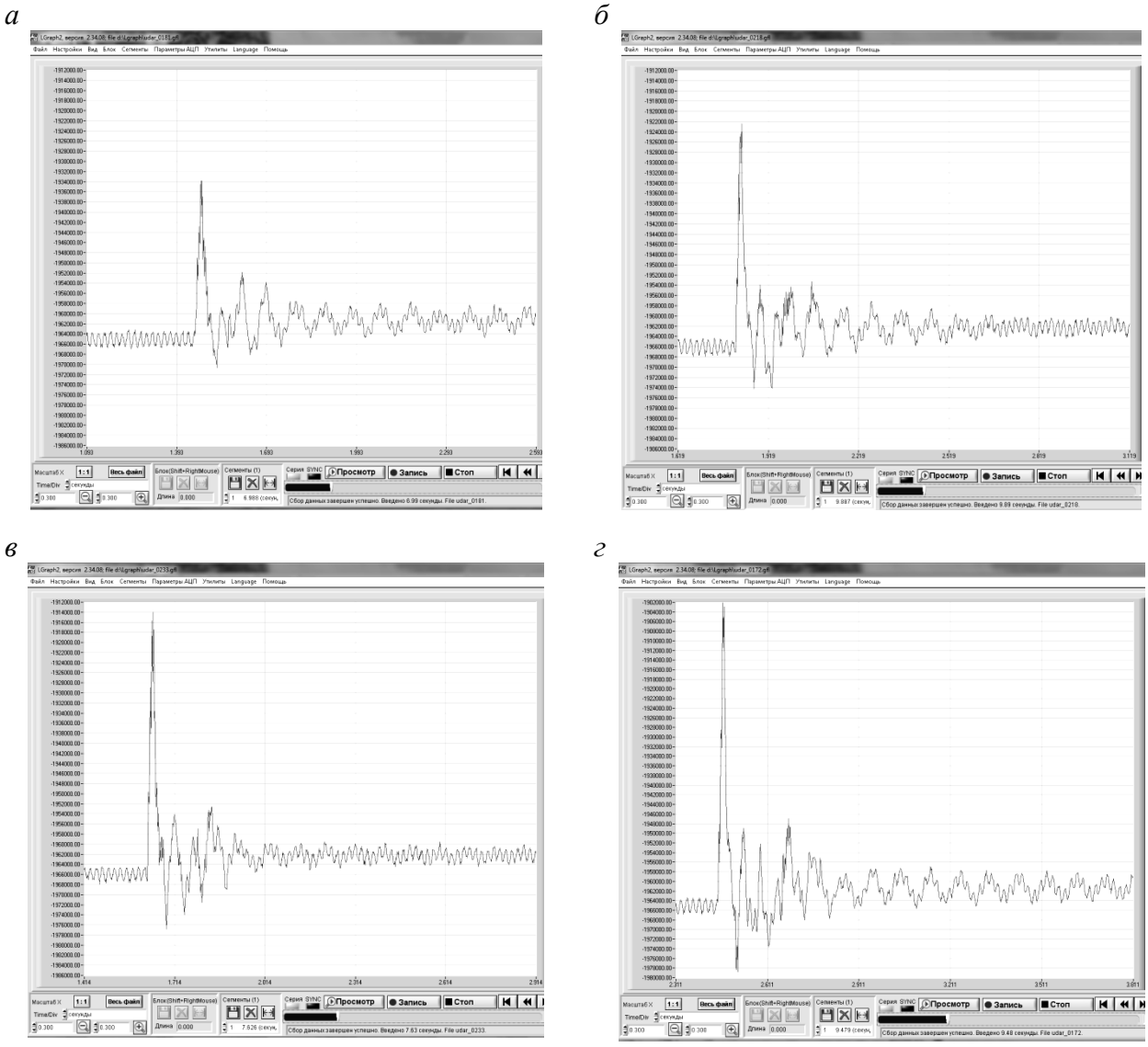


Рисунок 3 – Изменение деформаций во времени для продольного датчика розетки ТР3: *а*, *б*, *в*, *г* – при высоте падения груза соответственно 0,05; 0,10; 0,15; 0,20 м

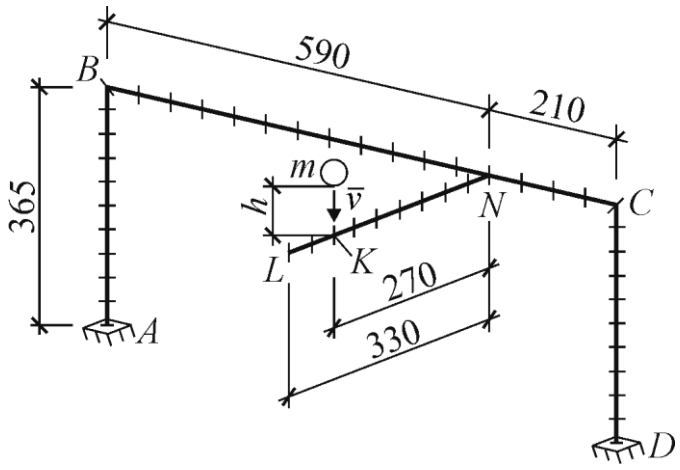


Рисунок 4 – Расчетная схема рамы с разбивкой на конечные элементы

Теоретический анализ деформаций системы выполнялся на основе стержневой расчетной схемы (рисунок 4). Считалось, что рама имеет жесткие опорные связи и жесткие соединения стержней. Рассматривался упругий удар материальной точки m в сечении K стержня LN. При определении скорости удара сопротивление воздуха не учитывалось. Расчет осуществлялся в линейно-упругой постановке. Использовались стержневые конечные элементы, описывающие деформации растяжения-сжатия, изгиба в двух главных плоскостях и чистого кручения.

В таблице сопоставлены расчетные и экспериментальные данные по продольным относительным деформациям ε в месте расположения розетки ТР3, гдеE=2,06·10^5 МПа – модуль упругости стали. Из таблицы видно, что расхождение расчетных и экспериментальных данных по рассматриваемым величинам не превышает 11%.

Таблица – Сопоставление расчетных и экспериментальных данных

h, м	εE, МПа		
	Эксперимент	Расчет	Расхождение, %
0,05	62	55	11
0,10	83	76	8
0,15	102	93	9
0,20	119	107	10

Вывод. Экспериментально исследован процесс затухающих колебаний при ударномнагружении стальной рамы. Получено удовлетворительное соответствие результатов конечно-элементного моделирования деформаций рамы при таких воздействиях с данными испытаний.

Литература

1. Серпик, И.Н. Анализ в геометрически, физически и конструктивно нелинейной постановке динамического поведения плоских рам при запроектных воздействиях [Текст] / И.Н. Серпик, Н.С. Курченко, А.В. Алексейцев, А.А. Лагутина // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – №10. – С. 49-51.

2. Серпик, И.Н. Генетические алгоритмы оптимизации металлических строительных конструкций [Текст] / И.Н. Серпик, А.В. Алексейцев, А.А. Лелетко. – Брянск, 2010. – 186 с.

3. Inman, D.J. Engineering vibrations [Text] / D.J. Inman. – Harlow: Pearson Prentice Hall, 2009. – 669 p.

4. Бате, К. Методы конечных элементов [Текст] / К. Бате. – М.: ФИЗМАТЛИТ, 2010. – 1024 с.

Ключевые слова: ударное воздействие, затухание колебаний, стальная рама, конструкционное демпфирование, крейтовая система, деформации.

Keywords: shock action, damping, steel frame, structural damping ratio, crate system deformation.

Серпик Игорь Нафтольевич, профессор, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Механика», Брянская государственная инженерно-технологическая академия, E-mail: iserpik@online.debryansk.ru
Курченко Наталья Сергеевна, кандидат технических наук, ассистент кафедры «Строительное производство», Брянская государственная инженерно-технологическая академия, E-mail: ms.kurchenko@mail.ru
Алексейцев Анатолий Викторович, доцент, кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительное производство», Брянская государственная инженерно-технологическая академия, E-mail: aalexw@mail.ru

Serpik Igor Naftolevich, Professor, Doctor of Engineering, Professor, head of department «Mechanics», Bryansk State Academy of Engineering and Technology, E-mail: iserpik@online.debryansk.ru
Kurchenko Natalya Sergeevna, Ph.D of Engineering, Asst. of Department “Construction manufacturing” Bryansk State Academy of Engineering and Technology, E-mail: ms.kurchenko@mail.ru
AlekseytsevAnatolijVictorovich, Assoc. Prof., Ph.D of Engineering, Assoc. Prof. of Department “Construction manufacturing” Bryansk State Academy of Engineering and Technology, E-mail: aalexw@mail.ru

Для цитирования:
Серпик И.Н. Испытания стальной рамной системы при ударном нагружении / И.Н. Серпик, Н.С. Курченко, А.В. Алексейцев // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 317 – 321.

Citation:
Serpik I.N. Testing of the steel frame construction under impact loading / I.N. Serpik, N.S. Kurchenko, A.V. Alekseytsev // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. - P. 317 - 321.

УДК 69.059.

ВЛИЯНИЕ ОШИБОК ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ТЕХНИЧЕСКОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ НА ЭКСПЛУАТАЦИЮ ЗДАНИЯ.

Н.С. Соколов, А.В. Карасев
Чувашский государственный университет им. И.Н.Ульянова г. Чебоксары, Россия

Аннотация
Целью данной статьи является показать основные виды ошибок в проектировании и обследовании зданий, а так же их влияние на эксплуатацию здания. В статье ошибки в проектировании показываются на примере типового здания детского сада, в результате которых не только не устранены отрицательные последствиявыявленных дефектов, но и привели к дополнительным осадкам фундаментов и дальнейшему развитию существующих трещин в стенах.

INFLUENCE OF DESIGN ERRORS AND TECHNICAL INSPECTION FOR THE OPERATION OF THE BUILDING

Abstract
The purpose of this article is to show the main types of errors in the design and inspection of buildings, as well as their impact on the operation of the building. In article errors in the design are shown on the example of a typical building of the kindergarten, which not only eliminated the negative effectsdetected defects, but also led to additional precipitation foundations and further development of existing cracks in the walls.

При классификации дефектов строительных конструкций повызывающим их причинам принято подразделять на дефекты вызванные: ошибками при проектировании; нарушением технологии их изготовления и монтажа; нарушением правил эксплуатации здании и сооружении и стихийными бедствиями.

Вполне обоснованно принято считать, что наибольшее количество изъянов строительных конструкций возникает из-за нарушениятехнологии их изготовления и монтажа. В то же время наименьшее количество дефектов строительных конструкции обычно принято связывать с ошибками проектирования.

Однако необходимо отметить, что очень часто встречаются дефекты, вызванные не учетом, при проектировании строительных конструкций условий, их изготовления, монтажа и эксплуатации. При соблюдении строительных норм и правил, часто создаются проекты, которые невозможно осуществить в условиях строительной площадки без нарушений.

Особенно негативные последствия возникают в тех случаях, если такое допускается в типовых проектах многократного использования.

Работы по обследованию зданий являются обязательным в случае необходимости реконструкции и капитального ремонта.

Следует отметить, что техническое обследование относится к предпроектной работе для разработки проектов реконструкции и ремонта зданий и сооружений.

Известно, что при обследовании в большинстве случаев собирается и обобщается достаточно большой фактический материал, на основании которого можно сделать объективные выводы о техническом состоянии строительных

конструкций и здания в целом, однако выводы в отчетах часто бывают ошибочными, несоответствующие собранным исходным данным.

В первую очередь, необходимо обнаружить дефект, далее требуется выяснить причины,вызвавшие данное нарушение, и оценить его влияние на эксплуатационные качества конструкциии разработать методы устранения отрицательных последствий.

Влияние ошибок инженеров –проектировщиков можно наглядно изучить на примере здания детского сада №185 по бульвару Юности, 19а, в г.Чебоксары, которое построено по типовому проекту, привязанному проектным институтом «Чувашгражданпроект» в 1987г.

Детский сад представляет собой трехэтажное бескаркасное здание, с продольными и поперечными несущими стенами. Наружные стены выполнены из монолитного керамзитобетона,внутренние стены из железобетона. Сооружение имеет техподполье, стены которого выполнены из тяжелого железобетона. Фундаменты - глубокого заложения, свайные. Ростверк выполнен в виде монолитной железобетонной стены техподполья толщиной 550мм. Соединение со сваями осуществлено шарнирным.

Необходимость проведения работ по техническому обследованию была вызвана наличием множества трещин в наружных стенах здания.

Рис 1. Фасад в осях А-Ж

В 2008г. специалисты проектной организации №1[4] выполнили большой объем работ по сбору и анализу фактического материала, поверочные расчеты, одного из блоков здания детского сада в осях (К-Р)/(1-5).

На основании технического обследования сделаны выводы о том, что: здание находится в недопустимом состоянии, в частности о аварийности керамзитобетонных стен. Деформации наружных стен объясняется результатом воздействия неравномерных осадок на начальных стадиях эксплуатации здания, а так же отсутствием конструктивной арматуры в теле керамзитобетонной стены;

отмечается возможная причина появления трещин, увеличение усадочных трещин в результате воздействия температурных воздействий; на основании поверочных расчетов несущая способность свай варьируется от 251,47кН до 363,7кН , что меньше проектной несущей способности сваи, принятой равной 300кН, тем не менее делается вывод о работоспособности фундамента.

В результате проектной организацией №1[4] разработаны рекомендации:

1) по усилениюметаллической накладкой из швеллера №16 стены в осях П-Р/1-2;

2) усилению простенка 3 этажа металлической обоймой в осях К/3;

3) усилению простенка 3 этажа металлической обоймой в осях К/3;

В 2008г. по фасаду здания проводились ремонтные работы на основании рекомендаций технического отчета, выполненного проектной организации №1[4], так же подрядчиком на основании проекта усиления, разработанного проектной организации №2 [5]. Произведены работы по усилению фундаментов в осях 2-5/Р, 1/К-П выполненные методом уширения и углубления существующего ростверка путем наращивания его поперечного сечения монолитным железобетоном. Усиление выполнено на глубину до одного метра от подошвы ростверка и выступает на ширину до 30см. Усиление фундамента выполнено без учета типа фундамента и его особенностей: данное усиление уменьшает несущую способность (ввиду оголения сваи приблизительно на один метр по длине сваи), изменяет расчетную схему фундамента, увеличивает возможность развития неравномерной осадки, а так же служит дополнительной нагрузкой на сваи. После завершения работ, выявляется полное отсутствие положительного эффекта по данному проектному решению.

Как результат проведенных работ - ожидаемого эффекта не достигнуто, а деформации наружных стен не приостановлены, а продолжают развиваться. В результате выполненного усиления фундамента, крыльца входов в осях Р-П/1 и 2-3/Р стали крениться. Необходимо отметить, что до работ по усилению данного дефекта не отмечалось.

В связи с развитием деформаций в 2013г. было решение о провидении повторной технической экспертизы. На основании контракта по госзакупкам, специалистами проектной организации №2 [5] выполнено обследование, в результате которого сделаны выводы об аварийности фундаментов, и недопустимого технического состояния для керамзитобетонных наружных стен, причем без уточнения причин возникновения дефектов, и без каких либо рекомендаций по усилению.

В августе 2014г. для выявления причин деформаций, и выполнения капитального ремонта поручено провести техническое обследование некоммерческой организации «Фонд развития строительного факультета ЧГУ им. И.Н. Ульянова» [6].

На основании визуального и инструментального обследования были выявленымногочисленные сквозные и поверхностные трещины горизонтальной и вертикальной направленности. Вертикальные трещины проходят в углах блоков здания и по лестничным клеткам на большую часть высоты ограждающих керамзитобетонных стен (см. фото 1), прорезая железобетонную стену цокольного

этажа в осях (И-К)/(4-5), а также повсеместно расположены под оконными проемами. Горизонтальные трещины проходят вдоль рабочих швов бетонирования по границе установки опалубки стен и в парапетной части стены.

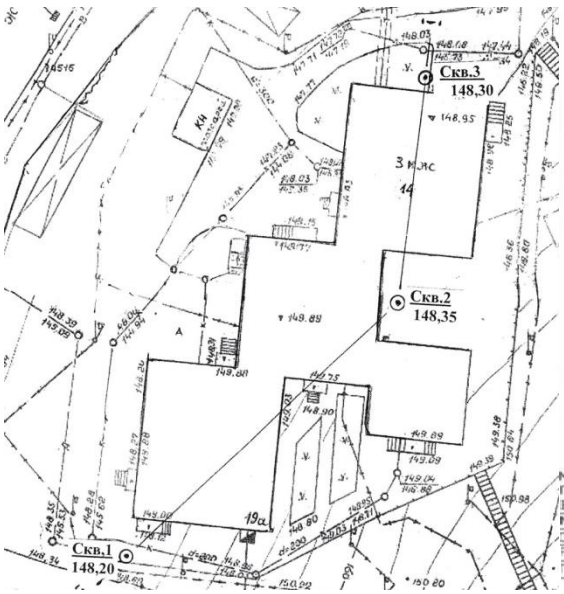
Ввиду наличия сквозных вертикальных трещин в железобетонной стенке - ростверке возникла необходимость в выполнении поверочных расчетов основания фундаментов.

Для расчета несущей способности свайных фундаментов выполнен анализ инженерно-геологических изысканий. Произведен сбор, изучения и обобщение материалов изысканий выполненных частным предпринимателем В.Е. Глушковым выполненные в 2013г.[10], а так же изыскания прошлых лет: выполненным Чувашским отделением "ГорьковТИСИЗ" Жилой микрорайон "Университетский" в г. Чебоксары 1988г.[8], и г.Студгородок и жилой поселок Чувашского госуниверситета 1978г[7], ЧувашГИИЗ здание детского сада №185 по бульвару Юности, 19а в г.Чебоксары 2009г.[9].

В геологическом разрезе (смотри рис.1и рис.2) на данном участке представлены следующие инженерно-геологические элементы: 1) Насыпной грунт(суглинок серый мягкопластичный с включениями строительного мусора) мощностью 1,4 ...1,8м; 2) Суглинок лессовидный, коричневый, мягкопластичный мощностью 7,3...8м; 3) Глина красновато-коричневая, тугопластичная, трещиноватая вскрытая до пределов исследуемой области.

Физико-механические свойства грунтов основания представлены в табл. 1.

На основании изученных материалов изысканий выполнены расчеты несущей способности забивной сваи С9-30 по трем различным инженерно- геологическим скважинам, в соответствии с СП 50-101-2004 [3].



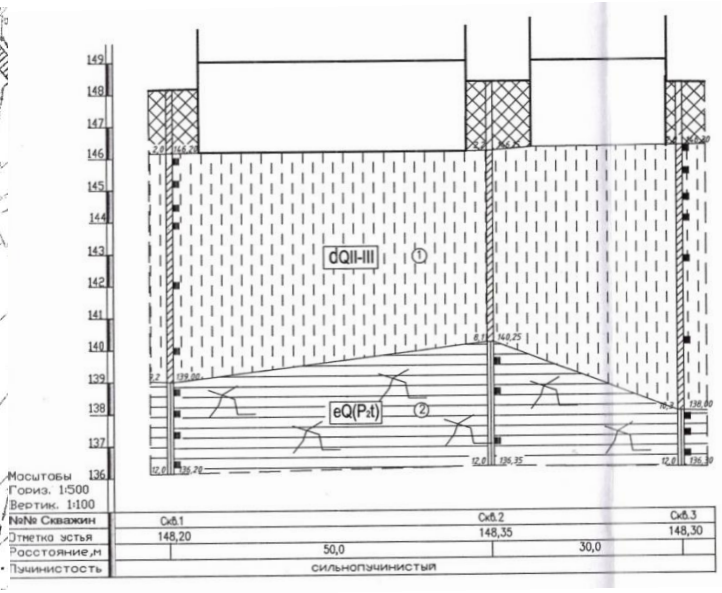


Рис.1 Расположение инженерно геологических скважин. Рис.2 Инженерно-геологический разрез.

Табл.1

Физико-механические свойства грунтов

№№ ИГЭ	Номенклатура грунтов	Нормативные характеристики				Расчетные характеристики			
		Плотн. грунта г/см3 ρ	Удел. Сцепл. КПа c	Угол вн. тр. град. φ	Модуль дефор. МПа E	Плотн. грунта г/см3 ρ	Удел. Сцепл. КПа c	Угол вн. тр. град. φ	Модуль дефор. МПа E
1	Суглинок лессовидный, мягкопластинчый	1,93	14,1	17	8,6	$\frac{1,92}{1,92}$	$\frac{12,4}{11,4}$	$\frac{16}{15}$	8,6
2	Глина тугопластичная	1,91	41	13	10	$\frac{1,90}{1,90}$	$\frac{37,8}{35,9}$	$\frac{12}{12}$	10
Примечание: расчетные характеристики приводятся с доверительной вероятностью α=0, 85для расчета основания по деформациям (числитель) и α=0,95для расчета по несущей способности (знаменатель).									

Для уточнения распределения усилий на свайный фундамент был использован метод конечных элементов, а именно программный комплекс ЛИРА 9.6, для этих целей применен инструментом "нагрузка на фрагмент". Расчетная конечно-элементная модель приведена на рис. 3.

Усилия в сваях на основании конечно-элементной модели соответствуют принятому проектному значению равному 300кН.

Анализ результатов расчетов и прочности грунтов под острием свай позволяет утверждать, о том, что несущая способность свай (по геологии 2013г.) варьируется от расположения: по скважине 1: N=350,44 кН; по скважине 2: N=381,4кН; по скважине 3: N=163,32кН.

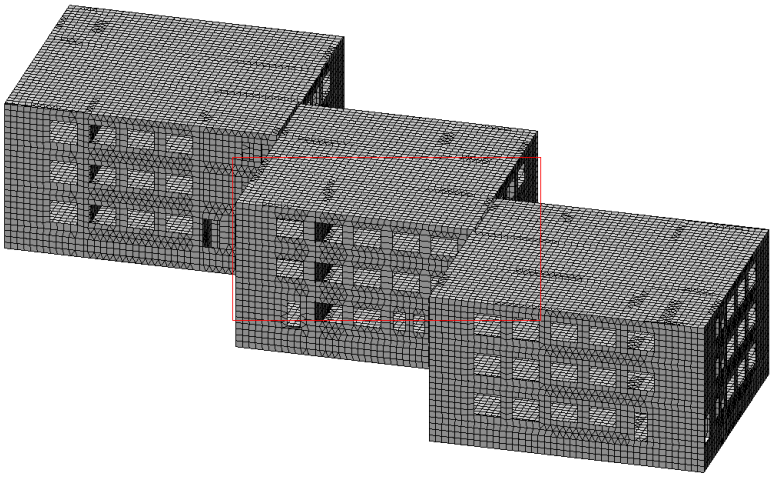


Рис.3 Конечно-элементная модель садика.

На основании сравнительного анализа изысканий разных периодов можно сделать вывод о недостаточной несущей способности свайного фундамента 3го блока расположенного в районе скважины №3.

Отличие результатов несущей способности по изысканиям разных лет, можно объяснить существенными нарушениями в проведении изысканий, и ошибками проектной организации №2 [5], которые в техническом задании, характеризуют фундаменты как ленточные с глубиной заложения до 2м.

По результатам технического обследования сделаны следующие выводы:

- свайные фундаменты находятся в недопустимом состоянии, различие в несущей способности приводит к образованию новых, и увеличению уже раскрывшихся трещин. Необходимо усиление свайного фундамента методом вывешивания, с передачей части нагрузки на новые сваи;

- состояние наружных стен оценивается как недопустимое, и требует цементации существующих трещин в стенах, с последующим утеплением фасада и цоколя, а так же для уменьшения влияния температурных воздействий на существующие дефекты.

В результате данной статьи можно сделать вывод о двух типах ошибок: во время проектирования (отсутствие конструктивной арматуры в теле керамзитобетонной наружной стены, недостаточная несущая способность свайного фундамента одной из блок секций, отсутствие температурно-усадочных швов), и во время эксплуатации, которые в свою очередь можно разделить на ошибки связанные с заказчиком (обследование одной блок секции, вместо всего здания; ошибки в техзадании), и проектировщиков - обследователей (неверно сделанные или не обоснованные выводы; принятие схем усиления не учитывающих тип конструкций и их работу). Такие ошибки могут повлиять как на визуальный вид здания (постоянное разрушение отделочных слоев), так и на несущую способность строительных конструкций (усиления от которых больше вреда, чем пользы).

Литература

1. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений, М., 2004.

2. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий, М., 2007.

3. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений, М., 2004.

4. Отчет по результатам технического обследования, ООО НПФ "РУБИН", 2008г.

5. Отчет по результатам технического обследования, ОАО "ПРОЕКТНО-СМЕТНОЕ БЮРО" 2013г.

6. Отчет по результатам технического обследования, НО "Фонд развития строительного факультета ЧГУ им. И.Н. Ульянова ", 2014г.

7. Инженерно геологические изыскания по г. Студгородок и жилой поселок Чувашского госуниверситета, "ГорьковТИСИЗ", 1978г.

8. Инженерно геологические изыскания по жилому микрорайону "Университетский" в г. Чебоксары, "ГорьковТИСИЗ", 1988г.

9.Инженерно геологические изыскания "здание детского сада №185 по бульвару Юности, 19а в г.Чебоксары", "ЧувашГИИЗ", 2009г.

10. Инженерно геологические изыскания "здание детского сада №185 по бульвару Юности, 19а в г.Чебоксары", ИП В.Е. Глушков, 2013г.

Ключевые слова: ошибки в проектировании, обследование зданий, эксплуатация зданий, неверные выводы в результате обследования.

Key words: errors in the design, building inspection, building maintenance, incorrect conclusions as a result of inspection

Соколов Николай Сергеевич, кандидат технических наук, доцент. Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова.

Карасев Антон Вячеславич, ассистент. Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова. E-mail - karasevanton@list.ru

Sokolov Nikolay Sergeevich - candidate of technical Sciences, associate Professor. Chuvash of the state University named after I.N. Ulyanov.

Karasev Anton Vyacheslavich, assistant. Chuvash state University named after I.N. Ulyanov. E-mail - karasevanton@list.ru

Для цитирования:

Соколов Н.С. Влияние ошибок проектирования и технического обследования на эксплуатацию здания / Н.С. Соколов, А.В. Карасев // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С.322 – 328.

Citation:

Sokolov N.S. Influence of design errors and technical inspection for the operation of the building / N.S. Sokolov, A.V. Karasev // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. - P. 322 – 328.

УДК 624.154

СЛУЧАЙ ВОССТАНОВЛЕНИЯ АВАРИЙНОГО ПАМЯТНИКА ИСТОРИИ И КУЛЬТУРЫ ФЕДЕРАЛЬНОГО ЗНАЧЕНИЯ В Г. ЧЕБОКСАРЫ.

Н.С. Соколов, С.Н. Соколов, А.Н. Соколов

Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, ООО НПФ «Форст», г. Чебоксары, Россия

Аннотация

В статье приводятся данные о техническом состоянии памятника архитектуры Чебоксарского Введенского кафедрального Собора. Приводятся данные о реализации мероприятий по усилению несущих конструкций здания. Дается методика расчета усиления буроинъекционными сваями РИТ.

CASE OF EMERGENCY RECOVERY HISTORICAL AND CULTURAL MONUMENTS OF FEDERAL SIGNIFICANCE IN CHEBOKSARY

Abstract

The article presents data on the technical condition of the monument of architecture of the Cheboksary Vvedenskiy Cathedral. The data on the implementation of measures to strengthen the supporting structures of the building. We give a method of calculating the repair of CFA piles-RIT.

26 апреля 2004 г. на наружных стенах здания Чебоксарского Введенского кафедрального Собора (постройка 1651 г.) появились вертикальные трещины деформационного характера. Первые трещины образовались на уровне чердачных перекрытий на стенах северной и южной сторон Собора, т.е. здание раскалывается на две части в направлении «запад-восток».

Скорость раскрытия трещин колеблется от 10 до 15 мм/сутки. Они появились и на перекрытиях и также развиваются интенсивно. Входные двери в алтарь перекосились, перестали открываться.

Министерством строительства Чувашской Республики и Чебоксарской городской администрацией срочно создана комиссия по разработке противоаварийных мероприятий по спасению памятника.

В комиссию были включены ответственные лица министерства строительства, городской администрации, изыскательных, проектных и подрядных организаций, Чувашской епархии, а также авторов настоящей статьи. Комиссия установила, что причиной деформации Собора явилось влияние строительства здания резиденции Владыки Чебоксарской и Чувашской епархии со стороны алтаря на расстоянии четырех метров от храма. Строительство двухэтажного кирпичного здания на ленточных фундаментах со сборными пустотными плитами перекрытий было начато осенью 2003 г.

В апреле 2004 г. оно имело только фундаменты без перекрытия цокольного этажа, т.е. его основание на протяжении всего зимнего периода 2003–2004 г. г. находилось в промороженном состоянии. Таким образом, деформация Собора началась как раз на период оттаивания основания.

Комиссия констатировала, что, скорее всего, Собор пришел в движение в результате процесса выдавливания грунтов из-под подошвы фундаментов. Здание Введенского Кафедрального Собора (1651г.) кирпичное, с размерами в плане 37,4×35,3 м (см. рис. 1). Состоит из основной части – храма высотой 13 м с апсидой высотой до 4,5 м, трех приделов с апсидами. Высоты приделов 4,2 – 4,5 метров. Апсида представляют собой полукруглый в плане выступ, перекрытый сводом и ориентированный на восток.

Притвор расположен с западной стороны здания. Высота его 3,4 м, толщина стен – 650 мм.

Стены и колонны Собора до уровня чердачного перекрытия сплошного сечения выполнены с применением обожженного глиняного кирпича (300×150×80 мм) на известковом растворе. Их толщина 1000 – 1700 мм.

Четыре кирпичных колонны разбивают храм на 9 ячеек. На высоте 2 метра от уровня пола они имеют квадратное сечение 1900×1900 мм, выше до капителей круглые сечения – диаметром 1700 мм. Чердачное перекрытие (за исключением южного придела, где перекрытие по деревянным балкам) представляет собой систему, объединенных между собой парусных цилиндрических сводов. Толщины сводов – 500 мм. Горизонтальный распор пространственных конструкций воспринимается затяжками – металлическими полосами сечением 52×18 мм.

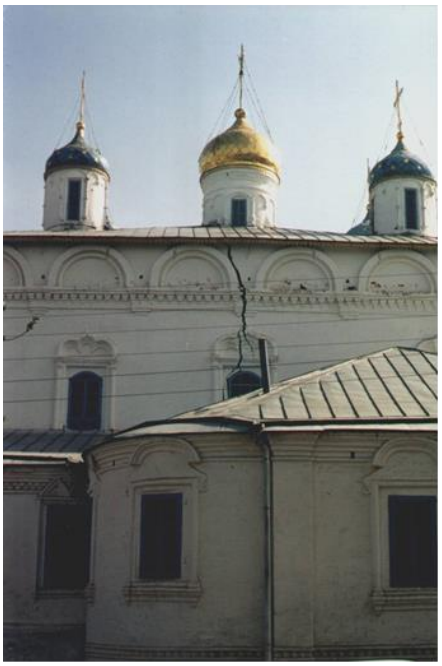


Рис. 1. Трещина над оконным проемом храма (северный фасад)

Венчающей частью храма являются цилиндрические световые барабаны большой и четырех малых глав, опирающиеся на кирпичные своды перекрытия.

В восточной и части северной стены апсид устроены контрфорсы высотой до 2,0 м. Материал конструкций кирпичная кладка на известковом растворе. Подземная часть контрфорсов сложена из крупных бутовых камней с применением песчаника.

Перекрытие над притвором выполнено из сборных железобетонных плит перекрытия.

Крыша Собора чердачная по деревянным стропильным конструкциям. Кровля металлическая на деревянной обрешетке.

Фундаменты мелкого заложения – ленточные бутовые на известковом растворе. Глубина заложения 2,0 – 2,4 м.

Решением комиссии срочно были организованны инженерно-геологические изыскания на площадке храма.

По результатам изысканий, выполненных ГУП «ЧувашГИИЗ» в 2004г., на территории Введенского Собора залегают следующие инженерно-геологические элементы: ИГЭ№1. *Насыпной грунт (tQ_{IV});* ИГЭ№2. *Суглинок лессовый тугопластичный, просадочный (prQ_{III});* ИГЭ №2а. *Суглинок лессовый мягко-текучепластичный (prQ_{III});* ИГЭ№3. *Суглинок пролювиалъно-делювиалъный (pdQ_{III});* ИГЭ №4. *Дресва и щебень (pdQ_{III});* ИГЭ №5. *Алеврит глинистый (P_2t);* ИГЭ №6. *Песок пылеватый (P_2t).*

ИГЭ №1. Насыпной грунт, залегающий до глубины 0,8-1,8 м, распространен повсеместно вокруг здания, вне основания фундаментов. ИГЭ №2.Лессовый суглинок, обладающий просадочными свойствами на всю глубину, в основном тугопластичной консистенции, с числом пластичности I_p= 9 %. Распространен по всей площадке до глубины 4,0-6,5 м. Величина относительной просадочностиε_{sl} изменяется от 0,01 до 0,032 при замачивании под нагрузкой 0,2 МПа, а начальное

просадочное давление (P_{sl}) – от 0,055 до 0,20 МПа. Тип грунтовых условий по просадочности – первый. ИГЭ №2а. Лессовый суглинок мягко-текучепластичный консистенции, в целом непросадочный (ε_{sl} = 0,0072), слабые просадочные свойства сохраняет в редких, малых объемах грунта. Распространен преимущественно в восточной части площадки. ИГЭ №3. Пролювиально-делювиальный суглинок, от полутвердой до тугопластичной, в восточной части мягкопластичной консистенции, с числом пластичности I_p= 14 %, залегает повсеместно, увеличиваясь в мощности до 4,5 м в северной части площадки. ИГЭ №4. Дресва и щебень с песчанисто-суглинистым заполнителем. ИГЭ № 5. Алеврит глинистый с I_p= 14 %, вскрыт в южной части, мощность 1,0 м. ИГЭ №6. Песок пылеватый, прослойками мелкий.

В табл. 1. приведены физико-механические свойства грунтов.

Грунты ИГЭ №2, 2а до глубины 6,5 м обладают просадочными свойствами. Тип грунтовых условий по просадочности – первый. Величина относительной просадочностиε_{sl}изменяется от 0,0100 до 0,0320 (ε_{sl}^{cp} = 0,0186) при замачивании под нагрузкой 0,2 МПа, а начальное просадочное давление (P_{sl}) – от 0,055 до 0,200 МПа. Анализируя исследованные физико-механические характеристики грунтов основания с ранее проведенными изысканиями можно сделать вывод об их ухудшении.

Проверка условия $P_{\text{II}mt} \le R$не удовлетворяется, а именно $P_{\text{II}mt} = \frac{N_{\text{II}}^0}{1 \times b}$,

где N_{II}^0 = 441,8 кН под стену храма (b= 2,26 м);

Таблица 1

№ ИГЭ	Наименование ИГЭ	Нормативные характеристики				Расчетные характеристики при α = 0,85/0,95			
		ρ, г/см^3	C, кПа	φ, град	E, МПа	ρ, г/см^3	C, кПа	φ, град	E, МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Насыпной грунт(tQ_{IV})	R_0 = 100 кПа							
2	Суглинок лессовый тугопластичныйпросадочный(prQ_{III})	1,90	$\frac{16}{12}$	$\frac{20}{15}$	5,8	$\frac{1{,}89}{1{,}87}$	$\frac{12/10}{10/9}$	$\frac{19/18}{14/13}$	5,8
2а	Суглинок лессовый мягко-текучепластичный (prQ_{III})	1,90	10	14	2,1	$\frac{1{,}86}{1{,}83}$	$\frac{8}{7}$	$\frac{13}{12}$	2,1
3	Суглинок пролювиалъно-делювиалъный (pdQ_{III})	1,96	44	19	14	$\frac{1{,}93}{1{,}91}$	$\frac{36}{31}$	$\frac{17}{16}$	14
4	Дресва и щебень (pdQ_{III})	R_0 = 400 кПа							
5	Алеврит глинистый(P_2t)	1,91	51	24	17	$\frac{1{,}89}{1{,}87}$	–	–	17
6	Песок пылеватый (P_2t)	1,73	7	32	27	$\frac{1{,}71}{1{,}70}$	$\frac{0}{0}$	$\frac{30}{29}$	27

N_{II}^{0} = 197,3 кН под стену апсиды (b= 0,83 м).

$$P_{IImt}= \frac{441,8}{2,26} = 195 кПа >> 150,1 кПа,$$

при этом перегруз составляет

$$n= \frac{195,4}{150,1} = 1,3 \text{ (по стену храма)} \approx 30\ \%;$$

$$P_{IImt} = \frac{195,4}{0,83} = 237,8 \text{ кПа} >> 126 \text{ кПа},$$

при этом перегруз составляет

$$n= \frac{237,8}{126} = 1,89 \text{ (по стену апсиды)} \approx 89\ \%.$$

Комиссия по противоаварийным мероприятиям поручила ООО НПФ «ФОРСТ» разработку проектных решений по предотвращению дальнейших деформаций Введенского Кафедрального Собора. Предположительно появление деформационных трещин на стенах явилось следствием мгновенного выпора грунта из-под подошвы фундаментов со стороны восточной части. Противоаварийные мероприятия разработаны с учетом этой гипотезы, а именно:

1) Устройство пригрузов с восточной стороны Собора (см. рис. 2);

2) Устройство подпорной стены из двух рядов буроинъекционных свай-РИТ со стороны алтаря (с восточной стороны) (см. рис. 3);

3) Устройство предварительно напряженных затяжек из 8-ми рядов высокопрочной винтовой арматуры по наружному периметру на уровне карниза Собора (см. рис. 4).

4) Усиление основания и фундаментов с помощью буроинъекционных свай-РИТ (см. рис. 5);

Рис. 2. Пригруз бетонными блоками и плитами перекрытий с восточной части Собора

Рис. 3. Подпорная стенка из буроинъекционных свай

Рис. 4. Схема обвязки кирпичных стен храма
(вид с западного фасада)

Работы 1, 2, 3 начались одновременно. В первую очередь были завершены работы по монтажу в 8 рядов предварительно напряженных затяжек (см. рис. 5). Следом завершено устройство подпорной стены из буроинъекционных свай-РИТ (см. рис. 3).

После осуществления работ по устройству подпорной стены, пригрузов, а также предварительно напряженных затяжек из высокопрочной винтовой арматуры скорость развития деформационных трещин резко снизилась. Самая широко раскрытая трещина, достигшая развития до 357 мм практически перестала развиваться. При этом всю нагрузка на себя восприняли затяжки на уровне карниза. Во избежание их обрыва было необходимо срочно заполнить образовавшиеся пустоты в основании под подошвой фундаментов (особенно с восточной стороны Собора).

Следующий этап выполнения противоаварийных мероприятий – усиление основания фундаментов с помощью буроинъекционных свай-РИТ. Усиление основания запроектировано проходкой колонковым бурением Ø 160 мм через тело фундаментов с помощью буроинъекционных свай длиной 10÷12 м.

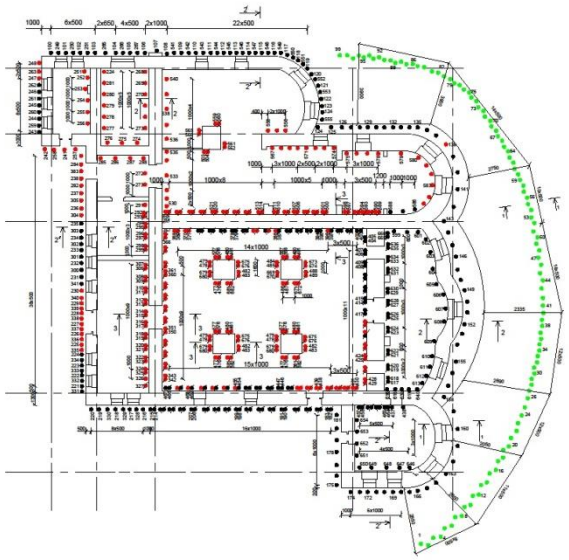


Рис. 5. Схема расположения свай при усилении основания и фундаментов.

Количество запроектированных свай различное. Так, например, под абсидой принято – 2 сваи/м, под стены храма – 4 сваи/м, под стены алтаря – 1 свая/м, под центральные колонны сводов – 16 свай. Общее количество запроектированных свай составляет более 800 шт. Как отмечено выше, устройство буроинъекционных свай связано двумя причинами: во-первых – разгрузка предварительно напряженных затяжек и во-вторых – усиление основания.

В результате проведения работ по усилению основания было подтверждено выдавливание грунта из-под подошвы фундаментов. Этот эффект был отмечен как вдоль стены иконостаса, как со стороны зала, так и со стороны алтаря, а так же вдоль восточной стены алтаря. Так, например, расход мелкозернистого бетона в скважинах 404, 408, 412, 417, 423, 606, 612, 617, 625, 632, 665, 672 составил 2,5 ÷ 5,5 $м^3$ при геометрическом объеме – 0,5 $м^3$.

Превышение фактических (см. рис. 5) объемов расхода бетона по сравнению с проектными отмечено в основном в расколовшейся восточной части Собора. Тем самым при устройстве буроинъекционных свай электрогидравлическая обработка стенок скважин позволила заполнить образовавшиеся пустоты под подошвами фундаментов.

Выводы:

1. Здание Введенского Кафедрального Собора (1651г.) кирпичное, с размерами в плане 37,4×35,3 м (см. рис. 1). Состоит из основной части – храма высотой 13 м с апсидой высотой до 4,5 м, трех приделов с апсидами (см. рис. 1– 4). Высоты приделов 4,2 – 4,5 метров. Апсида представляют собой полукруглый в плане выступ, перекрытый сводом и ориентированный на восток. Притвор расположен с западной стороны здания. Высота его 3,4 м. Стены и колонны Собора до уровня чердачного перекрытия сплошного сечения выполнены с применением обожженного глиняного кирпича (300×150×80 мм) на известковом растворе. Их толщина 1000 – 1700 мм, притвора 650 мм. Четыре кирпичных колонны разбивают храм на 9 ячеек. На высоте 2 метра от уровня пола они имеют квадратное сечение

1900×1900 мм, выше до капителей круглые сечения – диаметром 1700 мм. Чердачное перекрытие (за исключением южного придела, где перекрытие по деревянным балкам) представляет собой систему, объединенных между собой парусных цилиндрических сводов. Толщины сводов – 500 мм. Горизонтальный распор пространственных конструкций воспринимается затяжками – металлическими полосами сечением 52×18 мм.

2. В апреле 2004 г. Собор резко начал деформироваться. Скорость раскрытия трещин достигала 10÷15 мм в сутки. Причиной деформационных процессов явилось выдавливание грунта из-под фундаментов вследствие строительства 2^{-x} этажного здания с восточной стороны храма.

3. В результате исполнения противоаварийных мероприятий деформации храма были приостановлены, при ширине раскрытия трещины 357 мм. В настоящее время по прошествии 10 лет деформация здания Собора отсутствует.

Ключевые слова: свая, свайный фундамент, электроразрядные технологии, несущая способность, кафедральный собор.

Keywords: the pile, the pile base, electrodigit technologies bearing ability, Cathedral.

Соколов Николай Сергеевич,кандидат технических наук, доцент, член РОМГГиФ, декан строительного факультета Чувашского государственного университета имени И.Н. Ульянова, директор геотехнической организации ООО НПФ «ФОРСТ».
Соколов Сергей Николаевич, инженер, зам. директора геотехнической фирмы ООО НПФ «ФОРСТ».
Соколов Андрей Николаевич, инженер, зам. директора геотехнической фирмы ООО НПФ «ФОРСТ».

Sokolov Nikolay S., Ph.D., Associate Professor, Member ROMG-hyphae, Dean of Civil Engineering Faculty of the Chuvash State University named after IN Ulyanov, Director of Geotechnical organization NPF "FORST", e-mail: strf@chuvsu.ru.
Sokolov Sergey N., engineer, deputy Director of Geotechnical organization NPF "FORST".
Sokolov Andrey N., engineer, deputy Director of Geotechnical organization NPF "FORST".

Для цитирования:
Соколов Н.С. Случай восстановления аварийного памятника истории и культуры федерального значения в г. Чебоксары / Н.С.Соколов, С.Н. Соколов, А.Н. Соколов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 328 – 335.

Citation:
Sokolov N.S. Case of emergency recovery historical and cultural monuments of federal significance in Cheboksary / N.S.Sokolov, S.N. Sokolov, A.N. Sokolov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). TheChuvashStateUniversity, Cheboksary, 2014. - P. 328 - 335.

УДК 69.059.3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ КИРПИЧНЫХ АРОК ПРИ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ПОДВИЖКЕ ОПОР

Е.В. Хорьков
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация
В работе представлены результаты экспериментальных исследований деформативности каменных арок на известково-песчаных растворах при нормальной работе с ведением фактора разрушения (вертикальной подвижки опоры). Проведенное исследование позволило определить деформативность и характер трещинообразования каменой арки.

EXPERIMENTAL RESEARCH OF STRENGTHENING BRICK ARCHES FUNCTIONING ACCORDING TO HORIZONTAL SLIP OF PILLAR

Abstract
The research objective is receiving experimental data about the deformation and character of cracking in masonry arches. In moving the end support it reveals the weak points that cause arch failure.By the results of the test it is possible to understand where the cracking occurs that weakens the masonry system. By introducing the corrective method the behavior of the new system rectifies this.

Монументальное каменное строительство на Руси началось в X веке, с тех пор в качестве перекрытий в основном были использованы кирпичные своды, большинство из которых дошли до наших дней. В связи с этим возникает много вопросов по усилению таких конструкций, с целью сохранения их несущей способности для дальнейшей эксплуатации.

Основными причинами разрушений и деформаций распорных систем является горизонтальная и вертикальная подвижка опор.

1. Горизонтальная подвижка опор (опорного контура), как следствие:

а) недостаточной начальной жесткости стен, столбов,диафрагм и других вертикальных конструкций, несущих своды, – их податливости действию распора;

б) снижения общей начальной жесткости при расчленении единой объемной конструкции на отдельные деформационные блоки;

в) подвижки (с просадкой) вертикальных несущих конструкций при смещении, наклоне или местном разрушениифундаментов;

г) разрушения или перестройки конструкций смежного объема, ранее уравновешивающего распор рассматриваемого свода;

д) разрушения или подвижки контрфорсов.

2. Вертикальное перемещение пяты свода, что возможно при просадке или разрушении опоры (центрального столба, стены), а также при растеске большого дополнительного проема под пятой свода, например при уничтожении простенка между распалубками [1].

Действительносогласно [1], жесткость опорного контура является основным условием существования распорных конструкций, причем в большей степени, как считает автор, это требование относится к горизонтальной жесткости.

В рамках исследования работы каменных распорных систем, проводимого на кафедре ЖБ и КК КГАСУ, мы не могли не затронуть влияние вертикальной подвижки опоры свода с целью выявления наиболее опасных факторов влияющих на работу каменных распорных систем для дальнейшего исследования.

Экспериментальным исследованиям каменных распорных систем предшествовало численное исследование с использованием программных комплексов. Основной целью численных исследований явилось изучение напряжённо-деформированного состояния конструкций перекрытий без повреждений и с фактически обнаруженными повреждениями при воздействии разрушающего фактора (вертикальной подвижки опоры).

Анализ результатов, полученных при проведении численных исследований позволил разработать технические мероприятия по восстановлению их работоспособности. Для подтверждения результатов численных исследований была разработана программа проведения физического эксперимента, результаты которого приведены ниже.

Целью исследования является получение экспериментальных данных о деформативности и характере трещинообразования кирпичных арок на известково-песчаных растворах с ведением фактора разрушения (вертикальной подвижки опоры).

В рамках исследования были поставлены следующие задачи:

1. Исследовать деформативность арок на известково-песчаных растворах при нормальной работе с ведением фактора разрушения (вертикальной подвижки опоры).

2. Определить характер трещинообразования арок на всех стадиях работы.

В лабораторных условиях были выложены каменные арки из керамического кирпича по ГОСТ 530-2012 на известково-песчаном растворе марки М4, с геометрическими характеристиками представленными на рис. 1, при этом были соблюдены требования к возведению таких конструкций, изложенные в [2]. Для имитации изменения жёсткости опорного контура (податливости опор), была выбрана их вертикальная подвижка (осадка), которая создавалась с помощью специально разработанной установки, представляющей собой площадку на четырех резьбовых стержнях, подвижка (осадка) осуществлялась собственной массой арки, путем постепенной и контролируемой регулировкой винтов (рис. 2).

Для измерения вертикальных перемещений арки были установлены индикаторы часового типа (№ 1, № 2 ,№ 3) в трех местах (рис. 1, 2). Величина вертикальной подвижки опоры арки измерялась также индикатором часового типа (№ 4), установленном на подвижной опоре (рис. 2).

После каждого этапа вертикальной подвижки пяты производился тщательный осмотр конструкции для выявления как вновь появившихся повреждений, так и степени развития уже имеющихся.

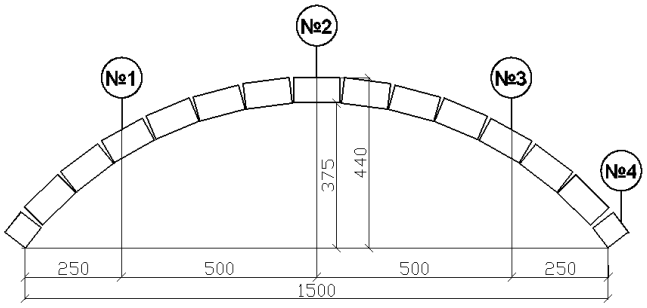


Рис. 1. Геометрические размеры арки. Наименования и места установки индикаторов часового типа

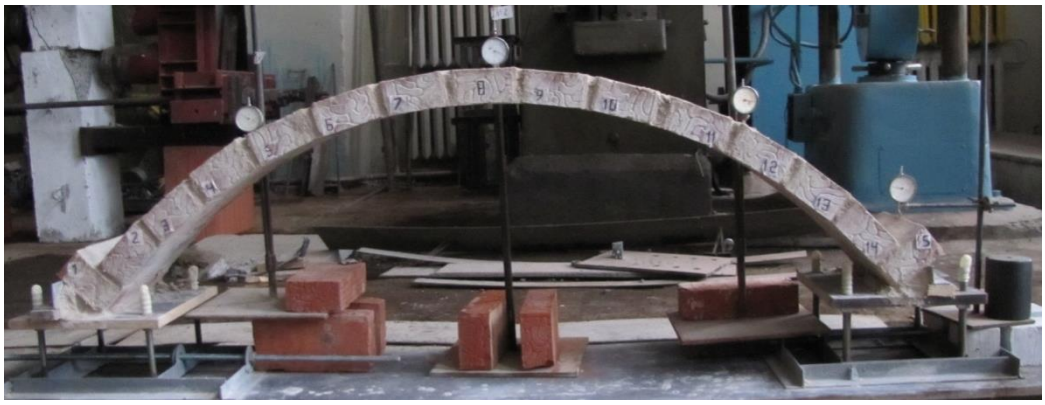


Рис. 2. Установка для испытания каменной арки на вертикальную подвижку опоры

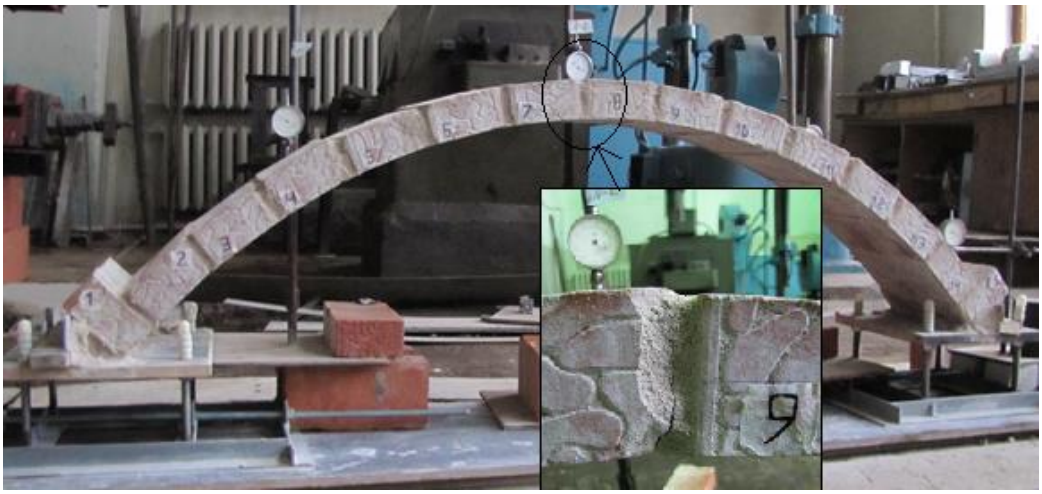


Рис. 3. Образование трещины в области щелыги арки при вертикальной подвижке (осадке) опоры 20 мм.

В ходе проведения эксперимента было определено, что при вертикальной подвижке опоры арки (осадка до 14мм)арка поворачивается относительно своей неподвижной пяты без образования каких либо трещин. При величине осадки более 14 мм появляются первые трещины в области щелыги на нижней поверхности арки шириной раскрытия 0,05мм (рис. 3), прогиб арки при этом составляет 6,5 мм. При осадке опоры большей 24мм, правая часть арки (индикатор №1) имея вертикальное

перемещение вниз равное 13,61мм, начинает подниматься с появлением и дальнейшим раскрытием трещин на верхней поверхности арки. Левая (индикатор №3) и центральная часть (индикатор №2) продолжают равномерно опускаться с развитием трещин по нижней поверхности арки.

По результатам испытаний трех серий арок была построена сравнительная диаграмма зависимости между величиной вертикальной подвижки (осадке) и вертикальными перемещениями в трех точках (рис. 4).

Сравнивая результаты диаграммы можно сделать следующие выводы:

Характер вертикальных перемещений арки при осадке до 14мм, имеет неопределенную зависимость с колебаниями показаний в разные стороны. При значении осадки в пределах от 16 до 24 мм величины перемещений имеют четкую линейную зависимость и постоянный рост. Далее при величине осадки более 24мм картина деформирования арки резко меняется, о чем свидетельствует изменение роста значений индикатора №1.

По результатам испытаний можно сделать вывод, что механизм разрушения арки при вертикальной подвижке сводится к образованию трех шарниров между четырех независимых блоков арки меняющих свое положение относительно друг друга и тем самым приводящих к дальнейшей потере устойчивости арки.

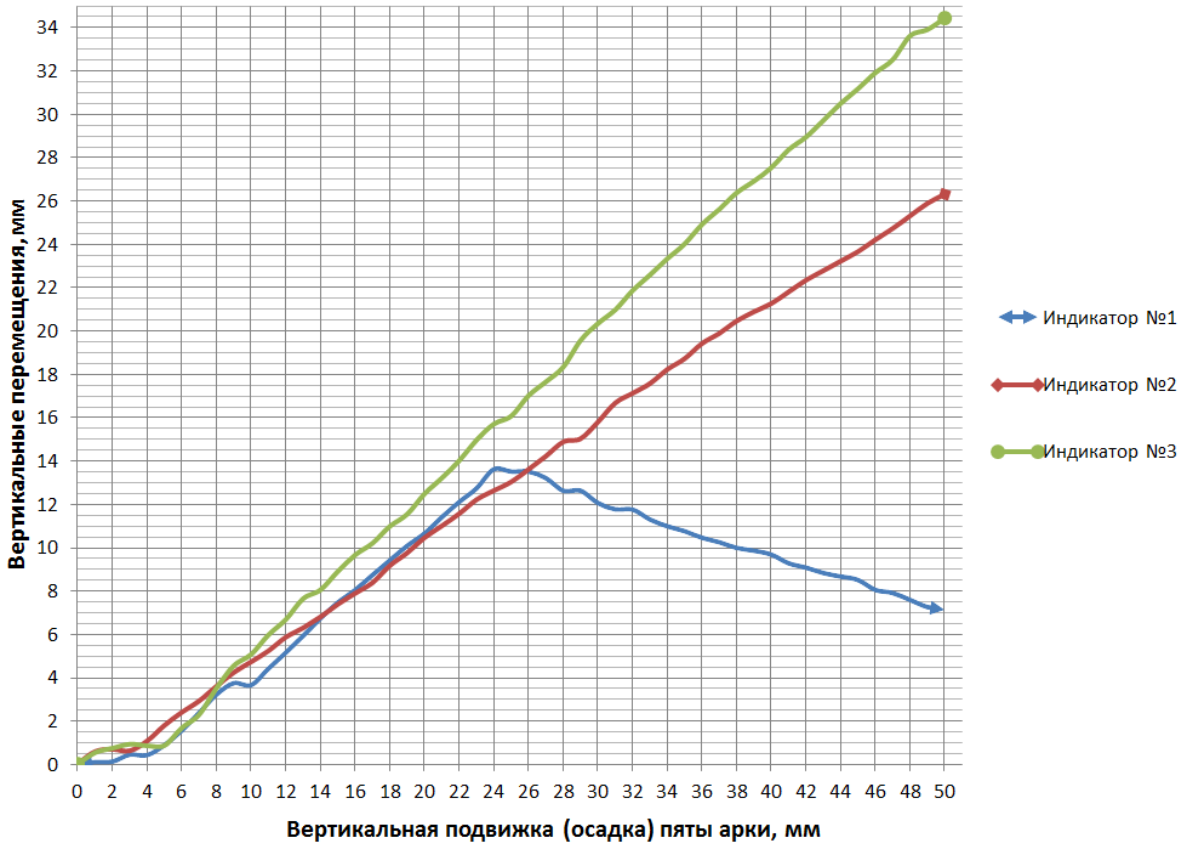


Рис. 4. Диаграмма вертикальных перемещений арки при вертикальной подвижке опоры. Обозначение и расстановка индикаторов на рис. 1

Литература

1. Бессонов Г.Б. Исследование деформаций, расчет несущей способности и конструктивное укрепление древних распорных систем. – М.: Союзреставрация, 1989. – 171 с.

2. АХЦ «АРХХРАМ» Православные храмы. Том 2. Православные храмы и комплексы. Пособие по проектированию и строительству (к СП 31-103-99) МДС 31-9.2003 2003.

3. Бернгард В.Р. Арки и своды. Руководство к устройству и расчету арочных и сводчатых перекрытий. - СПб.:Типография Ю.Н. Эрлих, 1901. – 128 с.

4. Кривошеин Н. К. Расчет упругих сводов. Расчет упругих сводов по методу предельного равновесия. – Петроград: Типография Бенке, 1918. – 42 с.

5. Пашкин Е.М., Бессонов Г.Б. Диагностика деформации памятников архитектуры. – М.: Стройиздат, 1984. – 151 с.

6. Физдель И.А. Дефекты и методы их устранения в конструкциях и сооружениях. – М., Стройиздат, 1970. – 175 с.

7. Лахтин Н.К. Расчет арок и сводов. Руководство к аналитическому и графическому расчету арочных и сводчатых перекрытий. – М.: Студенческое Издательское Общество при Императорском Техническом Училище, 1911. – 468 с.

8. Красовский А.К. Гражданская архитектура. Части зданий. Сочинение Аполлинария Красовского. – С.Петербург.: Типография А.А. Левенсон, Петровка, Рахмановский переулок, собственный дом, 1851. – 586 с.

Ключевые слова: распорная система, арка, свод, фактор разрушения, усиление.

Keywords: an arch, the destruction factor, a support motion, strengthening.

Хорьков Е.В. – аспирант, ассистент, E-mail: evg-ne@mail.ru
Казанский государственный архитектурно-строительный университет
Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1

Khorkov E.V. – post-graduate student, E-mail: evg-ne@mail.ru
Kazan State University of Architecture and Engineering
The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenayast., 1

Для цитирования:

Хорьков Е.В. Экспериментальные исследования работы кирпичных арок при вертикальной подвижке опор / Е.В. Хорьков // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С.336 – 340.

Citation:

Khorkov E.V. Experimental research of strengthening brick arches functioning according to horizontal slip of pillar/ E.V. Khorkov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014.- P. 336 – 340.

ГЕОТЕХНИКА И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

УДК 624.138.22:622.17

ГЕОТЕХНИЧЕСКИЕ ПРОБЛЕМЫ УСТРОЙСТВА МАССИВНЫХ НАСЫПЕЙ

Ю.Л. Винников, М.А. Харченко, Р.Н. Лопан
Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка,
г. Полтава, Украина

Аннтотация

Доказана возможность утилизации вскрышных пород и использования их для устройства искусственных оснований, в частности, для массивных грунтовых подушек; разработана методика определения их физико-механических характеристик; исследована оптимальная технология выполнения работ и виды механизмов для устройства массивной грунтовой подушки из отходов горно-обогатительной промышленности. Установлено, что тест Проктора дает значения максимальной плотности скелета грунта при его лабораторном уплотнении несколько ниже, чем уплотнение современной техникой, особенно в вибрационном режиме.

GEOTECHNICAL PROBLEMS OF THE MASSIVE EMBANKMENTS RAISING

Abstract

Possibility of utilization of overburden rocks and it use to raising of the artificial bases are prooved. For example overburden rocks are useful for massive soil bedding. Methodic for determination of physical and mechanical characteristics of the soil bedding is peveloped. Optimal technology of works accomplishment and types of building machines for massive soil bedding rising from mining industry wastes are represented. It has been established that the Proctor’s test gives the maximum density of the soil skeleton in its laboratory compaction lower than the compaction by the modern techniques, particularly in a vibratory mode.

В Полтавской области (Украина) разведанные большие залежи руды, которые являются продолжением Криворожского железорудного бассейна. Месторождения магнетитовых кварцитов, расположенных на протяжении 45 км, содержат запасы железной руды примерно на 4 - 4,5 млрд. т. Их глубина залегания около 500 м.

При выплавке 1 т стали образуется в среднем 1,2 т пустой породы и 0,9 т шлака. К тому же в результате разработки этих месторождений открытым способом постоянно увеличиваются объемы и площадь отвалов вскрышных пород (рис. 1). Поэтому проблема их утилизации с каждым годом приобретает все большую актуальность. Одним из эффективных методов ее решения – использование этих пород в качестве материала искусственных оснований, планомерных насыпей, грунтовых подушек и т.д. Поэтому на стадии проектирования нового металлургического завода «Ворскла Сталь» вблизи г. Комсомольск было решено использовать вскрышные породы в качестве материала для массивной грунтовой подушки.

Несмотря на богатый инженерный опыт, при возведении массивных грунтовых подушек остались нерешенные проблемы, в частности: 1) соответствие результатов физико-механических свойств уплотненных грунтов, полученных в лабораторных и полевых условиях; 2) возможность применения в качестве материала для подушек как относительно однородных малосвязных вскрышных пород, так и их смесей с глинистыми грунтами; 3) определение статистических законов распределения величин физико-механических характеристик уплотненных грунтов; 4) влияние параметров уплотняющих механизмов на свойства грунта; 5) процессы, происходящие во времени в насыпи, их влияние на физико-механические свойства

грунта; 6) возможность уплотнения грунта от собственного веса, а также от вибрации работающих на поверхности насыпи механизмов; 7) оценка неоднородности физико-механических характеристик уплотненного грунта и ее влияние на строительные свойства искусственного основания в целом.

Рисунок 1 – Общий вид Лавриковского карьера

Поэтому целью работы принято: исследовать возможность утилизации вскрышных пород и использования для устройства искусственных оснований, в частности, для массивных грунтовых подушек; разработать методику определения их физико-механических характеристик; исследовать оптимальную технологию выполнения работ и виды механизмов для устройства массивной грунтовой подушки из отходов горно-обогатительной промышленности.

Объектом исследований является искусственная планомерно возведенная насыпь площадью 190 га и толщиной 3…5 м под сооружения металлургического завода «Ворскла Сталь». Строительство этого объекта ведется с использованием технологии металлургического производства австрийской фирмы «Voest Alpine Industrieanlagenbau» (VAI) с обеспечением технологической и экологической безопасности природных ресурсов.

В геоморфологическом отношении территория строительства относится к Днепровско-Донецкой впадине. Она сложена толщей осадочных пород. С поверхности залегают четвертичные аллювиальные супеси, суглинки и пески. Площадка под сооружения подтоплена, местами заболочена.

Специалистами ПолтНТУ с 2006 по 2010 гг. выполнялись работы по научно-техническому сопровождению устройства искусственного основания. Их первым этапом были лабораторные исследования оптимальных параметров уплотнения вскрышных пород Еристовского и Лавриковского месторождений. В их пределах выполнены разведочные скважины и отобраны образцы для лабораторных исследований. По данным ситового анализа установлено, что вскрышные породы представлены: песком средней крупности, однородным; песком мелким, однородным; песком пылеватым, однородным; супесью; легким суглинком.

Для определения оптимальных параметров уплотнения малосвязных отложений в лабораторных условиях использовался стандартный и модифицированный тест Проктора.

Следующий этап научно-технического сопровождения – разработка технического решения инженерной подготовки площадки под строительство завода на базе результатов лабораторных исследований свойств этих пород и моделирования напряженно-деформированного состояния (НДС) методом конечных элементов. Для этого составлены соответствующие расчетные схемы, в которых учитывались этапы возведения насыпи и разные варианты усиления подстилающего слоя.

На основании этих данных ПолтНТУ, «ЭКФА», «УКРГИПРОМЕЗ» (Украина), VAI, ATKINS, «Strohhausel & Partner» (Австрия) приняли решение возвести грунтовую подушку мощностью 4 – 5 м с дополнительным усилением подстилающего основания траншеями, заполненными гравием, шириной 1 м и шагом 3 м. На период строительства намечено водопонижение на 2 м ниже существующего уровня грунтовых вод. В качестве материала насыпи – использовать вскрышные породы Еристовского и Лавриковского месторождений, которые необходимо укладывать слоями по 30 см с последующим их поверхностным уплотнением до степени 101 % по тесту Проктора.

Осенью 2007 г. началось возведение этого искусственного основания. После выполнения дренажных траншей с карьеров доставлялась вскрышная порода, разравнивалась слоями толщиной 30 см по площади. Затем насыпь уплотнялась виброкатком (массой 14 – 16 т при частоте 30/1,95 – 40/0,9 Гц/мм) и пневмокатками (массой 22 т) при 4 – 8 проходах по одному следу (рис. 2).

Рисунок 2 – Уплотнение вскрышной породы виброкатками

Качество уплотнения каждого слоя насыпи исследовали отбором трех образцов грунта с каждой контрольной точки в кольца площадью 40 см^2 и объемом 140 см^3. Для каждой захватки (площадь около 10000 м^2) назначалось до 10 таких точек. Местами качество уплотнения контролировали шурфованием. Для более оперативного контроля рекомендуется использовать полевой пенетрометр конструкции авторов. Отобранные образцы доставлялись в лабораторию для определения физико-механических характеристик уплотненного грунта. Кроме компрессионного и срезного прибора использовался также лабораторный пенетрометр.

Выводы. Вскрышные породы, которые образуются при открытой добыче полезных ископаемых, и их смеси с глинистыми грунтами можно использовать в качестве материала для искусственных оснований. При этом необходимо проводить лабораторные и полевые исследования их физико-механических характеристик в уплотненном состоянии. Для обеспечения однородности строительных свойств

смесей вскрышных пород и глинистых грунтов необходимо тщательно выполнять их перемешивание.

Тест Проктора дает значения максимальной плотности скелета грунта при его лабораторном уплотнении несколько ниже, чем уплотнение современной техникой, особенно в вибрационном режиме. Более целесообразно использовать значения модифицированного теста Проктора или применять уплотняющие импульсы близкие по значению к применяемой техники.

Литература

1. Зоценко, М.Л. Використання «хвостів» Полтавського ГЗК при влаштуванні земляних споруд [Текст] / М.Л. Зоценко // Світ геотехніки, № 4, 2005. – С. 7–11.

2. Використання малозв'язних розкривних порід для улаштування штучних основ / Ю.Л. Винников, В.І. Коваленко, М.О. Харченко и др. // Міжвідомчий наук.-техн. зб. наукових праць (будівництво). – Вип. 71: В 2-х кн. – Кн. 2. – К., НДІБК, 2008. – С. 83–92.

3. Fourie, A.B. Achieving a stable landform with mine tailings: opportunities by the Thickened Tailings technique / A.B. Fourie // Proc. of the XIIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003. – P. 77–83.

4. Deformation of soft tailings – Probabilistic analesis / H.P. Neher, U. Vogler, G.M. Peschl et al. // Proc. of the XIIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003. – P. 173–179.

Ключевые слова: вскрышная порода, массивная грунтовая подушка, виброкаток, пневмокаток, максимальная плотность скелета грунта.

Keywords: overburden rocks, massive soil bedding, vibroroller, pnevmoroller, maximum density of soil skeleton.

Винников Юрий Леонидович, доктор техн. наук, профессор, профессор кафедры добычи нефти и газа и геотехники Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка; служ. адрес: ПолтНТУ, Первомайский пр-т, 24, г. Полтава, 36011, Украина; дом. адрес: ул. Чорновола, 2 кв. 60, г. Полтава, 36003, Украина; e-mail: vynnykov@yandex.ru; моб. тел. 067-2564286.

Харченко Максим Александрович, канд. техн. наук, доцент кафедры добычи нефти и газа и геотехники Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка; служ. адрес: ПолтНТУ, Первомайский пр-т, 24, г. Полтава, 36011, Украина; дом. адрес: ул. Ленина, 122 кв. 108, г. Полтава, Украина; e-mail: maka1984@i.ua; MaxKharchenko@mail.ru, KharchenkoMO@ukr.net; моб. тел. 066-1218360.

Лопан Руслан Николаевич, канд. техн. наук, старший преподаватель кафедры добычи нефти и газа и геотехники Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка; служ. адрес: ПолтНТУ, Первомайский пр-т, 24, г. Полтава, 36011, Украина; дом. адрес: ул. Великотырновская, 27/1 кв. 90, г. Полтава, Украина; e-mail: ruslanlpn@mail.ru; моб. тел. 066-1218360.

Y. Vynnykov, Prof., DrSc., M. Kharchenko, Ph.D., R. Lopan, Ph.D., Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuka, Ukraine

Для цитирования:
Винников Ю.Л. Геотехнические проблемы устройства массивных насыпей / Ю.Л. Винников, М.А. Харченко, Р.Н. Лопан // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 342 – 346.

Citation:
Vynnykov Y.L. Geotechnical problems of the massive embankments raising / Y.L. Vynnykov, M.A. Kharchenko, R.N. Lopan // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 342 - 346.

УДК 624.131

ВЛИЯНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ГРУНТА НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ СЛОЖНОЙ ФОРМЫ ПОДОШВЫ

А.В. Глушков, В.Е. Глушков
Поволжский государственный технологический университет, г. Йошкар-Ола, Россия

Аннотация
Представлены результаты расчетов грунтового основания многоугольных фундаментов. Проведен анализ напряженно-деформированного состояния активной зоны фундаментов сложной формы. Статья предназначена для специалистов в области промышленного и гражданского строительства и инженеров-геотехников.

BEHAVIOR OF SOIL STRENGTH AND DEFORMATION CHARACTERISTICS ON THE STRESS-STRAIN CONDITION OF THE IRREGULAR SHAPE FOUNDATION BASEMENT

Abstract
The results of the calculation of the soil basement of the multiangular footings are strongly considered. Also, a special attention is given to stress-strain analysis in the active zone of the soil basement of the odd-shaped footing. This article seems to be interesting to those who work in the field of building construction and geotechnics engineering.

В практике строительства широкое применение находят фундаменты мелкого заложения на естественном основании. Для зданий каркасной схемы, как правило, используются отдельно стоящие фундаменты квадратной и прямоугольной формы подошвы. С целью снижения материалоемкости произведена оценка использования эффективных форм подошвы фундаментов (крестообразной, трехлепестковой, треугольной) (рис.1).

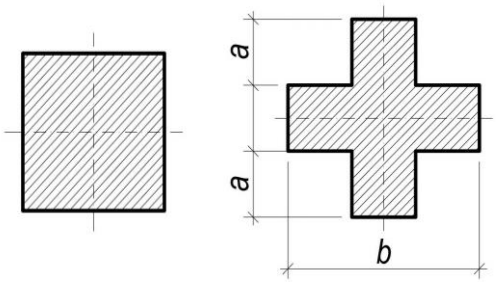


Рис.1. Расчетные модели фундаментов

По данным проф. Сорочана Е.А. установлено, что изменение формы фундамента от квадратного к крестообразному оказывает значительное влияние на все компоненты напряженно-деформированного состояния грунтового основания [1]. Оптимизация формы подошвы фундаментов, устройство выступов позволяет включить в работу больший объем грунта, трансформировать эпюру контактных напряжений, снизить осадки фундаментов [2].

В современных нормах отсутствует методика расчета фундаментов со сложной формой подошвы. В работе проведен анализ влияния прочностных (*c*и φ) и деформационных (E) характеристик грунта на изменение напряженно-деформированного состояния основания крестообразного фундамента.

Для проведения анализа влияния приведенных факторов была решена пространственная упругопластическая задача МКЭ с одновременным учетом прочностных и деформационных свойств основания квадратных и крестообразных форм фундаментов с использованием геотехнического комплекса Plaxis.В качестве условия текучести при решении задачи было принято условие предельного равновесия Мора-Кулона [3].По контакту подошвы фундамента с основанием принято условие полного прилипания. Расчетная область основания принималась размерами 10,0×10,0×15,0 м(рис. 2).

Расчет основания производился по стадиям, учет собственного веса грунта проводился в виде начальных напряжений. На рис. 3-12 представлены стадии расчета основания от приложения расчетных нагрузок на фундаменты. Нагрузка задавалась равномерно распределенной по площади S = 4м^2.

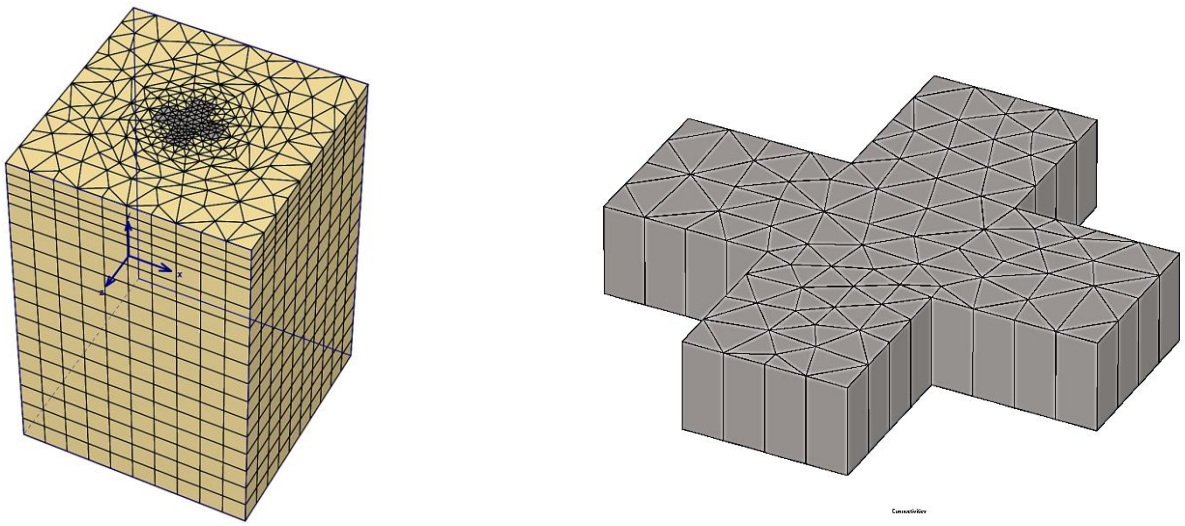


Рис.2. Расчетная схема МКЭ (пространственная задача)

Выполненные расчеты с учетом собственного веса грунта указывают на значительное влияние прочностных характеристик грунта (*c*и φ) на напряженно-деформированное состояние активной зоны крестообразного фундамента.

В зависимостях осадки крестообразного фундамента *S*от нагрузки P при различных значениях удельного сцепления c связного основания (глина мягкопластичная с γ=18 кН/м^3; φ=20°; E=12 МПа) нет ярко выраженной линейной

стадии. При нагрузке P = 250 кПа осадка крестообразного фундамента составила 7,13 см (c=5 кПа); 4,53 см (c=10 кПа); 3,26 см (c=15 кПа); 2,57 см (c=20 кПа); 2,24 см (c=25 кПа); 2,08 см (c=30 кПа); 2,00 см (c=35 кПа). Из графиков видно, что различие осадок фундаментов в диапазоне значений c от 20 до 35 кПа несущественно, при давлении P=250 кПа отличаются в 1,287 раза. Далее графики плавно возрастают с различной кривизной.

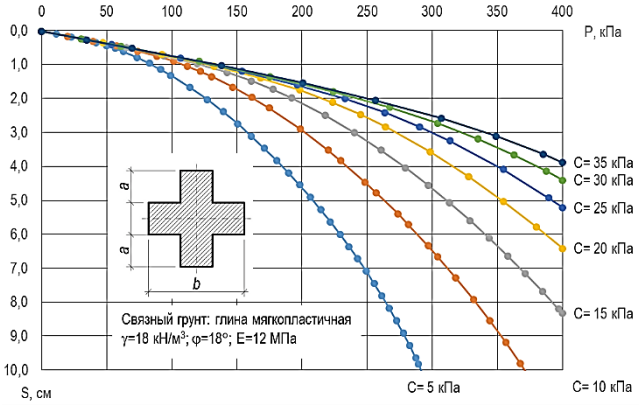


Рис.3.Зависимость осадки *S*крестообразного фундамента от нагрузки *P*для связного грунта при изменении *C*

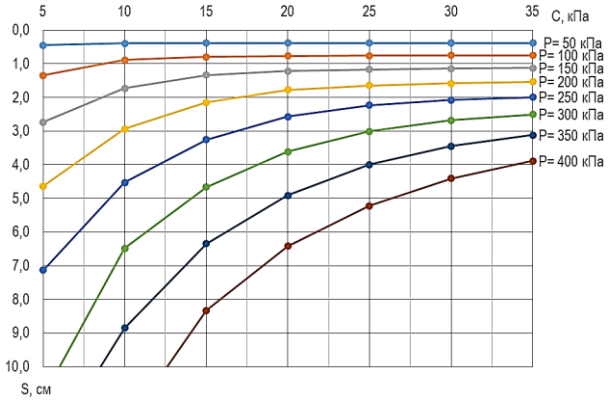


Рис. 4. Зависимость осадки *S*крестообразного фундамента от *C* для связного грунта при различных значениях нагрузки *P*

Влияние φ на напряженно-деформированное состояние основания крестообразного фундамента рассматривалось для связного и несвязного типа грунта.

В графиках зависимости осадки S от нагрузки P крестообразного фундамента при различных значениях φ для связного грунта (E=12,0 МПа, C=20 кПа)имеет место упругая и пластическая стадия работы основания. При нагрузке P = 350 кПа осадка крестообразного фундамента составила 8,92 см (φ =10°); 4,87 см (φ =15°); 3,51 см (φ =20°); 2,81 см (φ =25°); 2,46 см (φ =30°); 2,17 см (φ =40°). Анализ зависимостей показал, что в диапазоне значений φ от25° до 40° зависимости осадок $S=f(P)$носят близкий к линейному характер, и при давлении P=350 кПа отличаются в 1,298 раза.

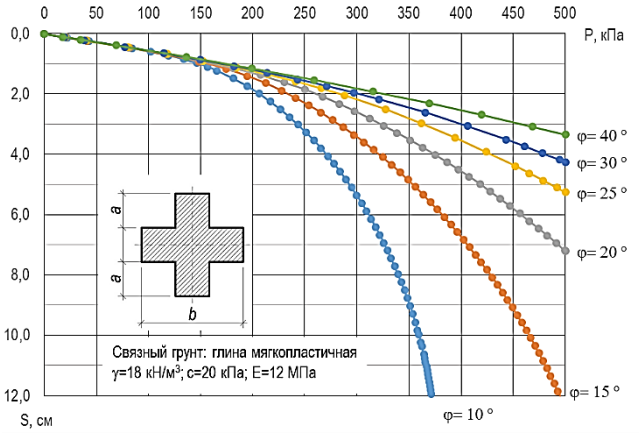


Рис.5. Зависимость осадки S крестообразного фундамента от нагрузки P для связного грунта при изменении φ

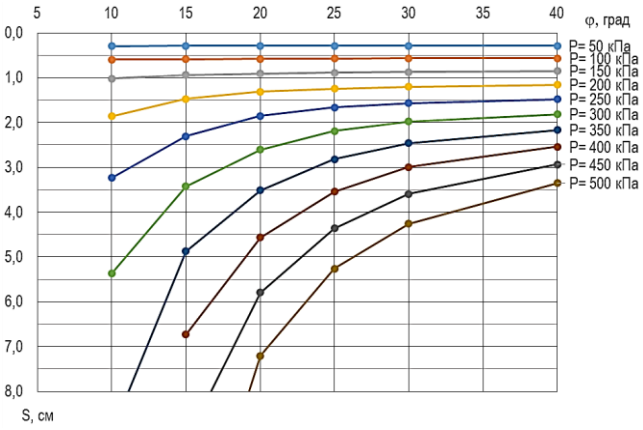


Рис.6. Зависимость осадки S крестообразного фундамента от φ для связного грунта при различных значениях нагрузки P

Проведен анализ зависимостей *S=f(P)* крестообразного фундамента для несвязного основания (песок средней крупности, средней плотности с γ =16,5 кН/м^3, E = 26,0 МПа, C = 1 кПа) при различных значениях *φ*. Характерным оказалось появление более выраженной линейной стадии зависимости осадки от вертикального давления с последующим переходом в упругопластическую стадию и на срыв по грунту при значениях угла внутреннего трения *φ*от 25 до 30°.

При *P* = 250 кПа осадка крестообразного фундамента составила 7,96 см (*φ* =27°); 5,23 см (*φ* =30°); 4,03 см (*φ* =32°); 3,29 см (*φ* =34°); 2,80 см (*φ* =36°); 2,35 см (*φ* =39°). При значениях*φ* от 34°до 39° зависимости осадок *S=f(P)* носят близкий к линейному характер, и при максимальном давлении P=500 кПа осадки фундамента составляют 5,45-8,44 см.

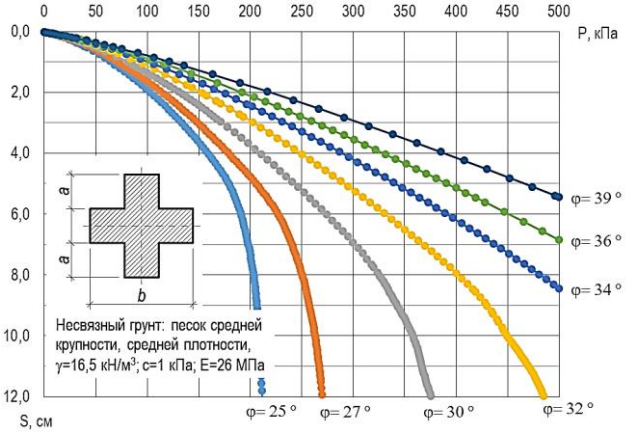


Рис. 7. Зависимость осадки *S* крестообразного фундамента от нагрузки *P* для несвязного грунта при изменении *φ*

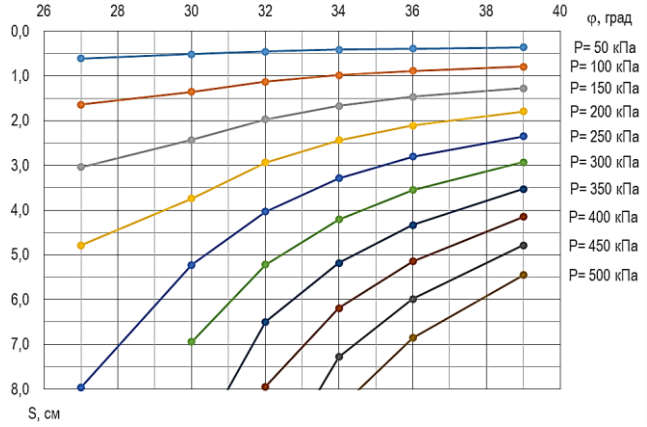


Рис. 8. Зависимость осадки *S* крестообразного фундамента от *φ* для несвязного грунта при различных значениях нагрузки *P*

Исследовалось влияние изменения модуля деформации *E* на несущую способность крестообразного фундамента для связного и несвязного основания.

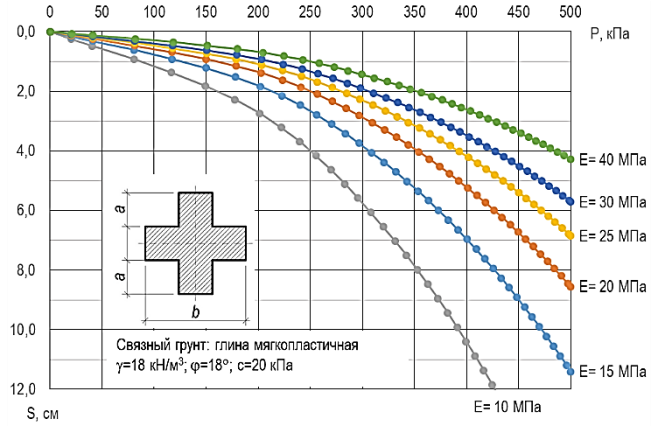


Рис. 9. Зависимость осадки *S* крестообразного фундамента от нагрузки *P* для связного грунта при изменении модуля деформации *E*

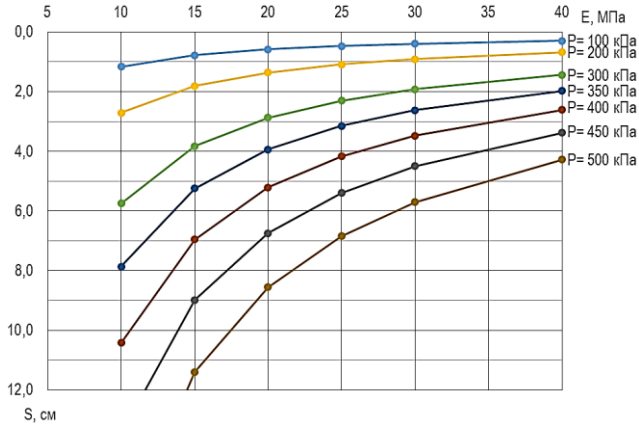


Рис. 10. Зависимость осадки *S* крестообразного фундамента от *E* для связного грунта при различных значениях нагрузки *P*

На рис. 9, 10 приведены результаты исследования влияния модуля деформации *E* связного грунта (глина мягкопластичная C = 20 кПа, φ = 18º) на осадку крестообразного фундамента *S* при различных давлениях *P*. Как видно из графиков, с ростом модуля деформации *E* в основании происходит плавное уменьшение значений осадки *S*. Все графики *S=f(P)*при значениях давления более *P* = 150 кПа имеют нелинейный характер.

На рис. 11, 12 представлены графики зависимости S = f(P) при различных значениях модуля деформации *E* для несвязного грунта (песок средней крупности, средней плотности C = 1 кПа, φ = 30º).

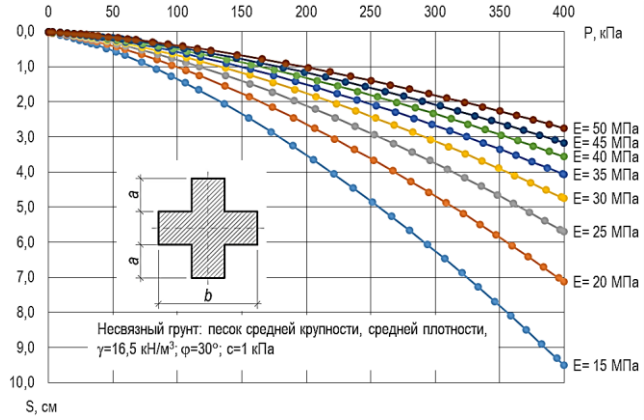


Рис.11. Зависимость осадки *S* крестообразного фундамента от нагрузки *P* для несвязного грунта при изменении модуля деформации *E*

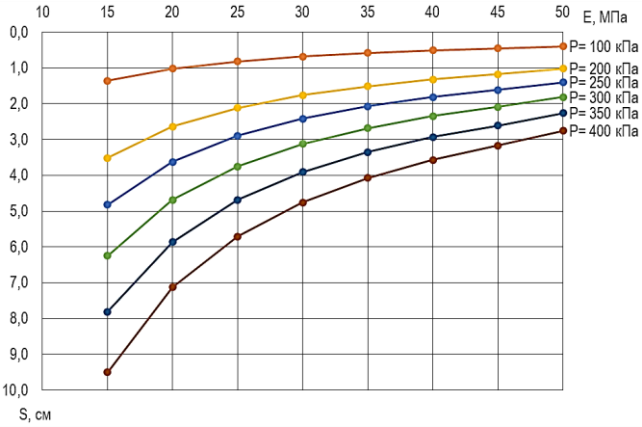


Рис.12. Зависимость осадки *S* крестообразного фундамента от *E* для несвязного грунта при различных значениях нагрузки *P*

Проведенные исследования указывают на существенное влияние прочностных и деформационных характеристик грунта в основании на изменение напряженно-деформированного состояния оснований фундаментов сложной конфигурации в плане. Подтверждается целесообразность проектирования крестообразных фундаментов по предельно допустимым деформациям.

Литература

1. Сорочан Е.А. Фундаменты промышленных зданий. М.: Стройиздат, 1986.

2. Тугаенко Ю.Ф., Алонсо Ф.Р. Влияние формы фундаментов на развитие деформаций основания в грунтовых условиях республики Куба // Изв.вузов. Строительство и архитектура. М., 1988, №2.

3. Глушков А.В., Глушков В.Е. Напряженно-деформированное состояние оснований фундаментов сложной формы подошвы // Современные проблемы науки и образования. – 2014. – № 3 (Электронный журнал).

Ключевые слова: форма подошвы фундамента, фундамент сложной формы, анализ напряженно-деформированного состояния, крестообразный фундамент.

Keywords: foundation underside form, odd-shaped footing, stress-strain analysis, cruciform foundation.

Глушков А.В., ассистент кафедры строительных конструкций и водоснабжения Поволжского ГТУ; e-mail: 256289@gmail.com

Глушков В.Е., канд.техн.наук, доцент кафедры строительных конструкций и водоснабжения Поволжского ГТУ; e-mail: 256289@mail.ru.

Glushkov A.V., assistant of the department of building structures and water Volga GTU; e-mail: 256289@gmail.com

Glushkov V.E., Candidate of Science, Associate Professor of constructions and water Volga GTU; e-mail: 256289@mail.ru

Для цитирования:

Глушков А.В. Влияние прочностных и деформационных характеристик грунта на напряженно-деформированное состояние оснований фундаментов сложной формы подошвы / А.В. Глушков, В.Е. Глушков // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 346 – 351.

Citation:

Glushkov A.V. Behavior of soil strength and deformation characteristics on the stress-strain condition of the irregular shape foundation basement / A.V. Glushkov, V.E. Glushkov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 346 - 351.

УДК 004

ОБОСНОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬСТВА ОБЪЕКТОВ ДЛЯ ЮГРЫ НА ОСНОВЕ УСТРОЙСТВА ИСКУССТВЕННЫХ ОСНОВАНИЙ ИЗ ПЕСЧАННЫХ НАСЫПЕЙ

А.Н. Жиренков, А.А. Жиренков

Сургутский государственный университет, г. Сургут, Россия

И.И. Ефремова

Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет, г. Нижний Новгород, Россия

Аннотация.

Возведение оснований для строительства в районах вечной мерзлоты обычным традиционным способом трудозатратно и дорого. Предлагается возведение оснований используя способ гидронамыва, используя мировой опыт.

RATIONALE FOR THE CONSTRUCTION OF OBJECTS BASED DEVICES JUGRY ARTION MADE OF SAND MOUND

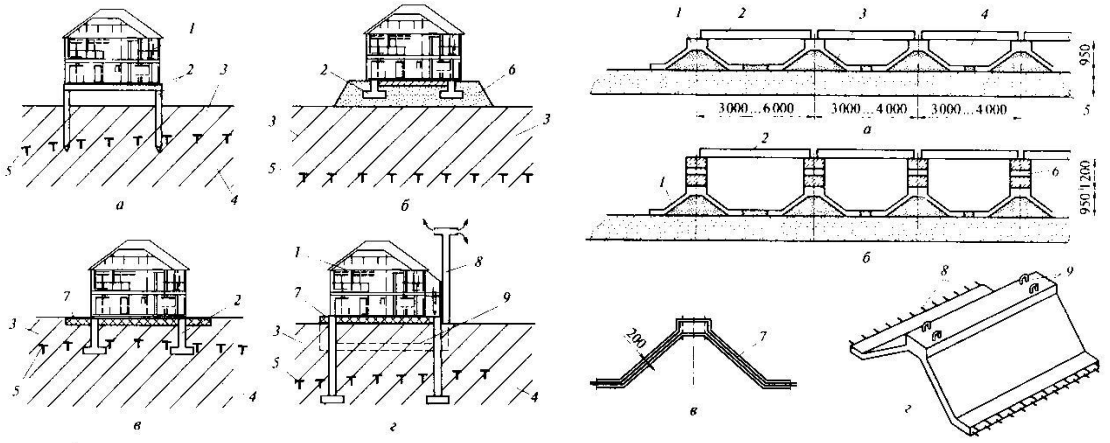
Abstract.

The construction of the bases for the construction of permafrost in the usual traditional way labor-intensive and expensive. It is proposed the construction of bases using the method gidronamyva using world experience.

Ханты-мансийский округ – Югра, флагман нефтегазодобычи РФ, расположен на заболоченной местности, площадь которой достигает 85% территории. Грунтами верхнего слоя являются мелкой и средней крупности пески насыщенные водой, находящиеся в районе вечной мерзлоты. Развернутое интенсивное строительство, в подобных условиях, требует значительных капиталовложений, однако обеспечить

высокое качество работ затруднительно. Выходом из сложившейся ситуации, могут служить мировые строительные достижения, направленные на использование мягких геосинтетических конструкций из оболочек (геотубов) [1]. На их основе, используя гидромеханизацию земляных работ, объеденены в единый технологический процесс: разработка грунта, его транспортировка и укладка. В районах вечной мерзлоты, при коротком летнем периоде, планируемое строительство также целесообразно использовать на намываемых, искусственных насыпях из песка (рис.1), используя их в качестве искусственного деятельного слоя. При этом геосинтетические материалы также могут выполнять функции армирования, фильтрации, разделения и дренирования на грунтах.

Таким способом, на основе геотрубы диаметром 9м, длиной до 277 м. выполнены работы по устройству песчаной дюны для защиты побережья города Атлантик Сити от штормов (рис. 2), также ведутся работы строительства у побережья Бахрейна курортных островов, для размещения на них инфраструктуры и туристических объектов, рассчитанных на один миллиард туристов (рис.3).



Схемы (*а*...*г*) устройства фундаментов при сохранении в основании вечномерзлого состояния грунтов:
1 – здание; *2* – высокий ростверк; *3* – оттаивающий слой грунта; *4* – вечномерзлый грунт; *5* – граница верха вечномерзлого грунта; *6* – теплоизоляционная подсыпка; *7* – теплоизоляция; *8* – вентиляция; *9* – вентиляционные каналы, охлаждающие грунт

Новый тип фундамента на вечномерзлых грунтах:
а, *б* – разрезы; *в* – поперечный разрез одной складки; *г* – общий вид одной складки; *1* – складка; *2* – балка; *3* – ложе из влажного замерзшего песка; *4* – продух; *5* – вечномерзлый грунт; *6* – стены подвала здания; *7* – складчатая оболочка; *8* – выпуски арматуры для соединения в узле; *9* – монтажные петли

Рис.1

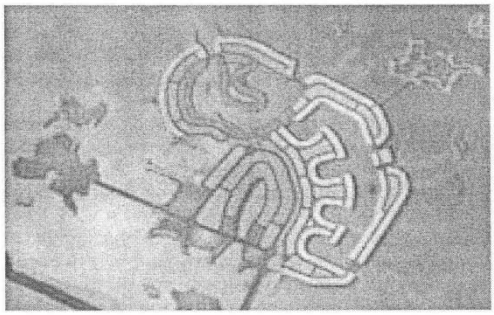
а – побережье, размываемое штормами и приливами, до реконструкции защитной песчаной дюны; *б* – укреплённое с помощью заполненных грунтом оболочек побережье после урагана

Реконструированная защитная песчаная дюна

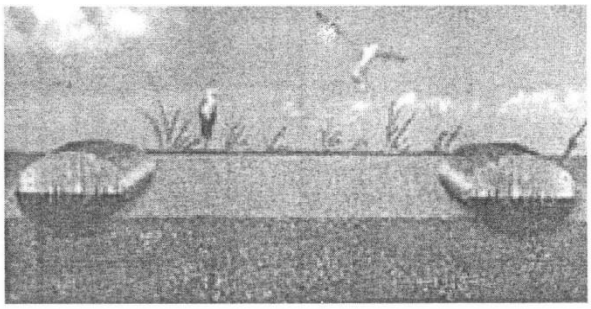
Рис. 2.

При этом, в отличии от «сухого» способа не предполагается использование традиционной тяжелой строительной техники (экскаваторы, бульдозеры, самосвалы) работа, которой на грунтах со слабой несущей способностью, в заболоченных местностях без устройства понтонов невозможна. Скорость укладки секции трубы из геотубов и заполнения ее песком на основе гидронамыва

составляет 100 м. за один день. Использование средств гидромеханизации сокращает объем грузоперевозок автомобильным транспортом в десятки раз.



Искусственные острова в Персидском заливе



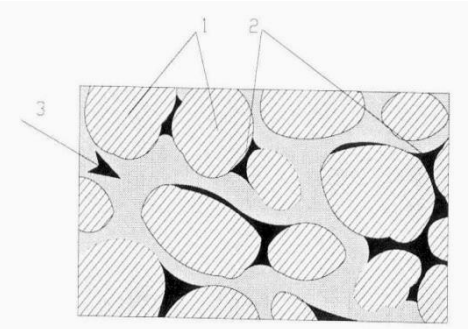
Профиль формирующей острова оболочечной конструкции

Рис.3

Рассматриваемый способ строительства позволяет объединить в единый технологический процесс: разработку грунта, его транспортировку и укладку на место средствами гидромеханизации, как в тело сооружаемых искусственных насыпей так и устройства геотубов. Для районов Западной Сибири, строительство насыпей способом гидромеханизации предпочтительно производить используя глубинную добычу грунта методом эрлифта [1]. Значимым фактором создания заданной формы геотубов, которые соответствуют требованиям прочности, устойчивости оболочек является создание контролируемого избыточного давления внутри них. При этом характеристики гибких геотекстильных матов должны соответствовать требованиям прочности на разрыв и требованиям водопроницаемости. Контур укладки геотубов назначается в зависимости от планируемой зоны площадки строительства в которой возводится насыпь, его высота определяется необходимой толщиной деятельного слоя в зависимости от климатических условий и по архитектурным соображениям. Существуют два способа заполнения геотубов грунтом методом гидронамыва. Первый - при нулевом пьезометрическом напоре на входе в отверстия, выполненные на верхней образующей оболочки с выбранным шагом. Второй - с торца оболочки под напором, обеспечивающим заданные параметры сечения конструкции. Размеры оболочки определяют требуемые мощности землесосного оборудования. Для повышения несущей способности песчаного грунта насыпи, выполняемого на основе способа гидронамыва, некоторые зарубежные компании используют гибкие текстильные маты, заполненные цементным раствором [3]. По данным экспериментальных исследований получено: наличие цемента вводимого в смесь при гидронамыве, способствует как повышению подвижности смеси, так и повышению ее прочности при твердении в результате создания условий формирования мелкозернистого - песчаного бетона на намываемой насыпи. Исследования получаемых новообразований смеси [3] показали взаимозависимые результаты гранулометрического состава и удельной поверхности цементов. При выборе фактора проникаемости раствора в трещины и поры грунта, установлено: прочность у большинства цементов по слоям сверху вниз увеличивается до самого нижнего слоя. Это, особенно важно при проектировании фундаментов строительных сооружений на искусственных песчаных насыпях. Одновременно с этим,

исследованы и глинистые растворы [3], состоящие из обломочных (песчаных и пылеватых) зерен. Установлена необходимость применения жирных глин и бентонита для стабилизации цементного раствора, и введения добавки тощих глин и суглинков с целью экономии цемента в растворе. В результате закрепление песчаного грунта инъекцией раствора происходит седиментация цемента в порах давлением потока, поэтому важно: при возведении песчаной насыпи, регулировать его значение в зависимости от гранулометрических характеристик песка (рис.4), дисперсности цемента и применения стабилизированных добавок из глин и химических реагентов.

Грунт	Размер частиц, мм	Масса частиц, %	Коэффициент фильтрации, м/сут
Крупнообломочный грунт:			
валунный (глыбовый)	>200	>50	>200
галечниковый (щебенистый)	>10	>50	100–200
гравийный (дресвяный)	>2	>50	100–150
Песок:			
гравелистый	>2	>25	50–100
крупный	>0,5	>50	20–75
средней крупности	>0,25	>50	10–30
мелкий	>0,1	>75	1–15
пылеватый	>0,1	<75	0,01–1



Отложения цемента в порах песка:
1 – песок; 2 – отложения цемента; 3 – движение раствора

Рис.4

Так как радиус предельного распространения цементного раствора зависит от ряда факторов, то при выборе состава цементного раствора факторы водопроницаемости грунта, гранулометрического состава цемента, состава и вязкости инъецируемого раствора, способа режима инъекции являются определяющими при формировании грунтов основания искусственно создаваемой строительной площадки.

Литература

1. Миронов В.В., Миронов Д.В., Чикишев В.М., Шаповал А.Ф. Использование мягких геосинтетическихоболочнчных конструкций в строительстве. Учебное пособие.-М.: Изд-во АСВ, 2005.-64 с., 26 илл.

2. Gulf construction Onnline. – Geotube technology comes to the Gulf/vol. XXII, № 5, MAY 2001.

3. Ибрагимов М.Н., Семкин В.В. Закрепление грунтов инъекцией цементных растворов. Монография. - М.: Издательство АСВ, 2-12. - 256 с.

Ключевые слова: основания, районы вечной мерзлоты, гидронамыв, мировой опыт

Keywords: foundations, permafrost, hydraulic alluviation world experience

Жиренков А.Н., кандидат технических наук, доцент кафедры «Строительные технологии и конструкции» Сургутского государственного университета, zvfmadi@mail.ru

Жиренков А.А, преподаватель кафедры «Строительные технологии и конструкции» Сургутского государственного университета, zalex70588@mail.ru

Ефремова И.И., студентка 4 курса Нижегородского государственного архитектурно-строительного университета, hart1994bhbyf@mail.ru1

Zhirenkov A.N., Candidate of Technical Sciences, associate professor of civil engineering technology and design Surgut State University, zvfmadi@mail.ru

Zhirenkov A.A., lecturer in building technology and design Surgut State University, zalex70588@mail.ru

Efremova I.I., 4th year student of the Nizhny Novgorod State University of Architecture and Construction, hart1994bhbyf@mail.ru

Для цитирования:

Жиренков А.Н. Обоснование строительства объектов для Югры на основе устройства искусственных оснований из песчаных насыпей / Жиренков А.Н., Жиренков А.А, Ефремова И.И. // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 351 – 355.

Citation:

Zhirenkov A.N. Rationale for the construction of objects based devices jugru artion made of sand mound / A.N. Zhirenkov, A.A. Zhirenkov , I.I. Efremova // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 351 - 355.

УДК 624.131.016.7

ГРУНТОЦЕМЕНТНЫЕ ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

Н.Л. Зоценко

Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава, Украина

Аннотация

Создан комплект оборудования для буросмесительного метода устройства грунтоцементных элементов. Прочность грунтоцемента увеличивают армированием стальным пространственным каркасом. Такие элементы используют как сваи, армоэлементы для снижения сжимаемости основания, противофильтрационные завесы для изоляции свалок и хранилищ от окружающего пространства, экран от влияния новостройки на существующие сооружения, укрепления бортов глубоких котлованов в стесненных условиях, закрепления оползнеопасных участков склонов.

SOIL-CEMENT BASES AND FOUNDATIONS

Abstract

Set of equipment for drilling-mixing technology for arrangement of soil-cement elements is developed. Reinforcement by the steel space meshes use for durability increasing of the soil-cement elements. Soil-cement elements using for soil-cement piles, reinforcing elements for reduction of the soil compaction, antifiltering curtain for isolation of landfills and storage facilities from the environment, shield from the influence of new buildings on the existing facilities, strengthening of the deep excavation sides in cramped conditions, fixing of the slopes land sliding areas.

Эффективным направлением снижения затрат на устройство оснований и фундаментов является использование в качестве материала грунтов, которые залегают в основании объектов строительства. Это достигается использованием

буросмесительного метода изготовления грунтоцемента. С помощью специального оборудования в заданном объеме массива основания выполняется разрыхление грунта без его извлечения. Одновременно в такой грунт нагнетается водоцементная суспензия и выполняется перемешивание грунтоцементной смеси. После твердения смеси в основании образуется крепкий цилиндрический грунтоцементный элемент (ГЦЭ), который не размокает в водной среде. Такие элементы можно устраивать и в водонасыщенном грунте, т.е. ниже уровня грунтовых вод [1].

Устройство ГЦЭ проводят комплектом оборудования: буровой станок БМ-811м на шасси автомобиля «Урал» (рис. 1) модернизированный тем, что шнеки заменены на буровые штанги диаметром 100 мм, имеющие внутренний канал для подачи цементного раствора; рабочий орган для разрушения грунта имеет отверстия для распределения цементной суспензии по всему сечению скважины; вертлюг для соединения штанг с растворонасосом; растворомешалка для изготовления водоцементной суспензии; растворонасос для нагнетания суспензии в скважину.

Цементную суспензию размешивают в растворомешалке и нагнетают с помощью растворонасоса через вертлюг в полые штанги и далее в разрыхленный грунт. Для приготовления водоцементной суспензии можно использовать любую растворомешалку. Суспензию в скважину подают строительным диафрагмовым растворонасосом или буровым плунжерным насосом, обеспечивающими давление в 0,5 – 0,7 МПа [2]. Грунтоцемент как материал – не просто механическая смесь, а система двух сложных по своему содержанию и свойствам, многокомпонентных систем – цемента и грунта. В процессе приготовления грунтоцемента решающими факторами являются: а) максимальная степень измельчения микроагрегатов грунта; б) точность дозирования цемента (или других вяжущих) и равномерность перемешивания его с грунтом; в) оптимальная степень увлажнения (водоцементное отношение) и равномерное распределение влаги в смеси; г) максимальное уплотнение грунтоцемента при соответствующей оптимальной влажности; д) оптимальный режим влажности и температуры при твердении грунтоцемента.

Рисунок 1 – Комплект оборудования для устройства ГЦЭ буросмесительным методом: 1 – буровой станок; 2 – растворомешалка и растворонасос; 3 – емкость для воды; 4 – напорный шланг

ГЦЭ используют как буровые сваи, когда они контактируют непосредственно с сооружением (рис. 2, а); как армоэлементы для снижения сжимаемости основания, при этом их от сооружения отделяет распределительная подушка из щебня (рис. 2, б); как защитный экран для снижения влияния новостройки на существующие сооружения (рис.2, в); как противофильтрационная завеса для изоляции свалок и хранилищ токсичных веществ от окружающего пространства (рис. 2, г); для укрепления бортов глубоких котлованов при строительстве в стесненных городских условиях (рис. 2, д); для закрепления оползнеопасных участков склонов (рис. 2, е).

Методы изготовления набивных свай не всегда обеспечивают их достаточное качество, особенно в неустойчивых грунтах, что требует разработки эффективных методов, которые надежно исключат прорыв слабых грунтов в скважину. Этому отвечают грунтоцементные набивные сваи, которые изготавливаются струйным или буросмесительным методами. Преимущество свай, возводимых буросмесительным методом, – в их технологичности при устройстве в неустойчивых грунтах. Изготовление грунтоцемента по указанному методу начинается от головы сваи до проектной глубины. При этом нет необходимости в креплении стенок скважины, их надежно удерживает текучий грунтоцемент независимо от уровня грунтовых вод. Недостаток таких свай – недостаточная прочность грунтоцемента. Во многих случаях несущая способность грунтоцементной сваи по материалу ниже, чем по грунту. Этот недостаток сужает границы внедрения грунтоцементных свай. Для их широкого применения следует существенно увеличить прочность грунтоцемента.

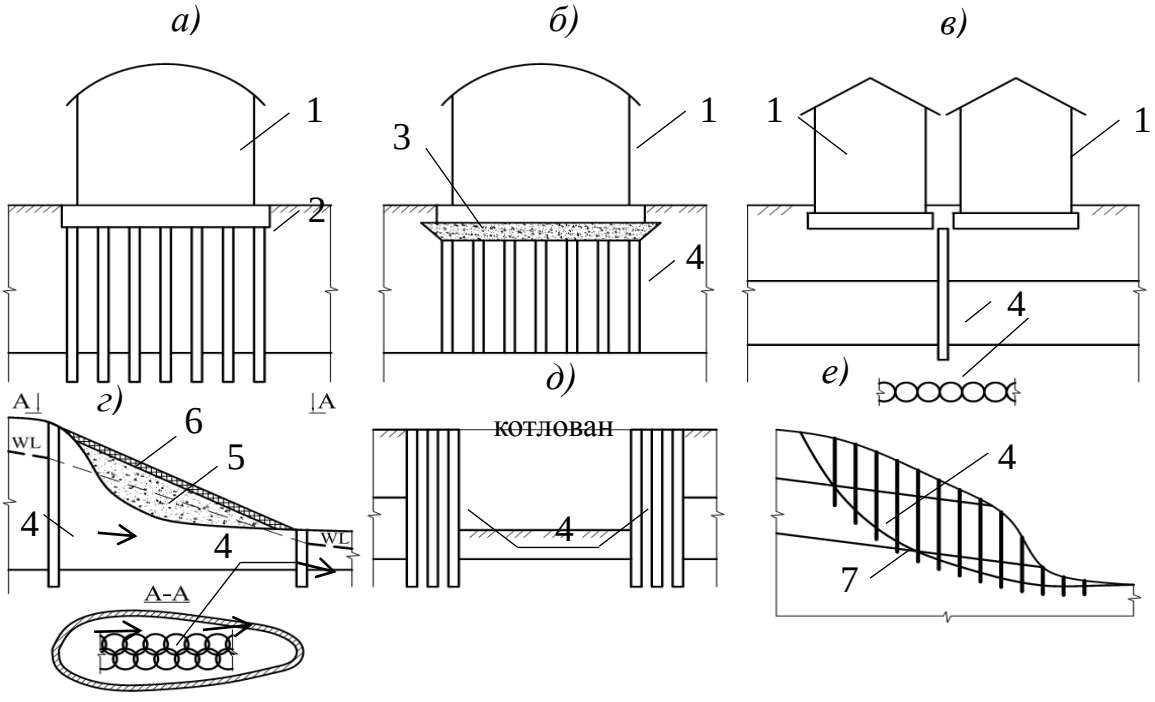


Рисунок 2 – Варианты использования вертикальных ГЦЭ, изготовленных буросмесительным методом: а – грунтоцементные сваи; б – закрепление слабых грунтов основания; в – защитный экран для снижения влияния новостройки на существующие здания; г – противофильтрационная завеса; д – укрепление бортов глубоких котлованов; е – закрепление оползнеопасных склонов: 1 – здание; 2 – грунтоцементные сваи; 3 – распределительная подушка из щебня; 4 – ГЦЭ; 5 – токсичные отходы; 6 – слой почвы; 7 – поверхность скольжения

Увеличить прочность грунтоцемента, изготавливаемого буросмесительным методом, возможно армированием его пространственным стальным арматурным каркасом. Исследованы условия эксплуатации стальной арматуры в грунтоцементе. Установлено, что грунтоцемент, благодаря своему химическому составу и высокой водонепроницаемости, обеспечивает благоприятное функционирование стальной арматуры в его среде, обеспечивается надежная защита последней от коррозии даже при расположении армированной грунтоцементной сваи ниже уровня грунтовых вод. Доказано, что сцепление арматуры с грунтоцементом приближается к силе сцепления стали с бетонами низких марок, а его величина достаточна для обеспечения эффективной совместной работы этих материалов.

Для определения эффекта армирования грунтоцемента стальной стержневой арматурой аспирант ПолтНТУ А.В. Петраш испытал призмы 100х100х400 мм [3]. Изготовлено 4 группы образцов по 6 штук в каждой. Грунтоцемент содержал 20% портландцемента М400 от веса скелета грунта (лессового суглинка) при В/Ц = 2,7. Осадка конуса для грунтоцементной смеси – 11 см, что обеспечило нормальное заполнение арматурного каркаса грунтоцементом. Образцы первой группы не имели армирования, образцы 2-4 групп армированы 4 стержнями арматуры класса А-I с границей текучести $f_{yd} = 225$ МПа и модулем упругости $E_s = 210000$ МПа. Защитный слой арматуры 20 мм. На торцевых поверхностях призм поставлены металлические опорные пластины толщиной 2 мм, к которым жестко прикреплены арматурные стержни. Пластины предназначены для равномерного распределения напряжений по нормальному сечению и одновременного включения в работу грунтоцемента и всех 4-х стержней арматуры. По результатам испытаний образцов на осевое сжатие установлены величины их несущей способности. В табл.1 приведены осредненные данные для каждой серии испытаний. Коэффициент вариации составил ν = 0,16. Как следует из результатов опыта, армирование грунтоцементных призм стальным пространственным каркасом увеличивает их прочность на осевое сжатие до 6 раз.

Таблица 1

Несущая способность армированных грунтоцементных призм на осевое сжатие

№ группы образцов	Процент армирования, ρ_f %	Разрушающее усилие, N, кН	Расчётное разрушающее усилие, N_I, кН
1	0,00	12,80	12,80
2	1,13	42,50	35,93
3	2,01	62,70	54,54
4	3,14	84,00	78,43

Литература

1. Токин, А.Н. Фундаменты из цементогрунта / А.Н. Токин. – М. : Стройиздат, 1984. – 104 с.

2. Зоценко, М.Л. Прогресивні методи підготовки основ та будівництва фундаментів // Міжвідомчий наук.–техн. зб. наук. пр. (будівництво) / Держ. наук.–

дослід. ін–т будівельних конструкцій Мінбуду України. – К.: НДІБК, 2008. – Вип. 71: В 2-х кн.: Кн. 1. – С. 23 – 27.

3. Зоценко, М.Л. Вплив повздовжнього армування на несучу здатність паль з ґрунтоцементу / М.Л. Зоценко, А.М. Павліков, О.В. Петраш // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. тр. Вып. 65. – Днепропетровск: ПГАСА, 2012. – С. 240 – 244.

Ключевые слова: грунтоцемент, буросмесительный метод, грунтоцементный элемент, грунтоцементная свая, лессовый суглинок.

Keywords: soil-cement, drilling-mixing technology, soil-cement element, soil-cement pile, loessial clay loam.

Зоценко Николай Леонидович, доктор техн. наук, профессор, заведующий кафедрой добычи нефти и газа и геотехники Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка, служ. адрес: ПолтНТУ, Первомайский пр-т, 24, г. Полтава, 36011, Украина; дом. адрес: ул. Леваневского, 2, кв. 16, г. Полтава, 36011, Украина; e-mail: zotcenco@mail.ru; моб. тел. 067-2564286.

N. Zotsenko, Prof., DrSc., Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuka, Ukraine

Для цитирования:

Зоценко Н.Л. Грунтоцементные основания и фундаменты / Н.Л. Зоценко // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 355 – 359.

Citation:

Zotsenko N.L. Soil-cement bases and foundations / N.L. Zotsenko // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. - P. 355 - 359.

УДК 624.131.543

ИНЖЕНЕРНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПО СТАБИЛИЗАЦИИ ОПОЛЗНЕВОГО СКЛОНА

Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, М.А. Харченко, В.И. Марченко
Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка,
г. Полтава, Украина
В.А. Титаренко
ГП «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина

Аннотация

Комплексными исследованиями, которые включали инструментальные обследования склона, анализ инженерно-технической документации, аналитические и численные расчеты методом конечных элементов, установлено фактические значения коэффициентов устойчивости склона, а также возможные последствия дальнейшего развития оползневых явлений и разработаны рекомендации по возможности дальнейшего использования оползневого склона.

ENGINEERING MEASURES TO STABILIZE LANDSLIDE SLOPE

Abstract
By the improving of the comprehensive researches established the actual values of the slope stability coefficients. There were applying instrumental researching of the slope, analysis of engineering documentation, analytical and numerical calculations with using of the finite element method. Possible consequences of further development of landslides were established. Finally there are developed recommendations for the further use of the landslide slope.

Одной из самых актуальных геотехнических задач современности является обеспечение безаварийной эксплуатации зданий и сооружений на оползнеопасных и оползневых территориях [1]. Это вызвано тем, что для обеспечения устойчивости грунта на склоне, особенно застроенном различными сооружениями, необходимо проведение объемных инженерных изысканий и геотехнических расчетов. Как правило, для обеспечения устойчивости склона устраивают дренирование, удерживающие сооружения различных конструкций, возводимых по целому ряду технологий, параллельно с пассивной защитой территории за счет высадки деревьев, устройства организованного водостока и т.п. Эти меры очень часто являются достаточно затратными, а потому не выполняются в полном объеме, что со временем приводит к активизации оползневых процессов и, в конечном счете, разрушению зданий и сооружений, расположенных в пределах склона [1].

Цель работы – выполнить оценку устойчивости оползневого склона по результатам его обследования, разработать инженерные решения по ликвидации аварийного состояния и восстановления эксплуатационной пригодности склона после оползневых явлений.

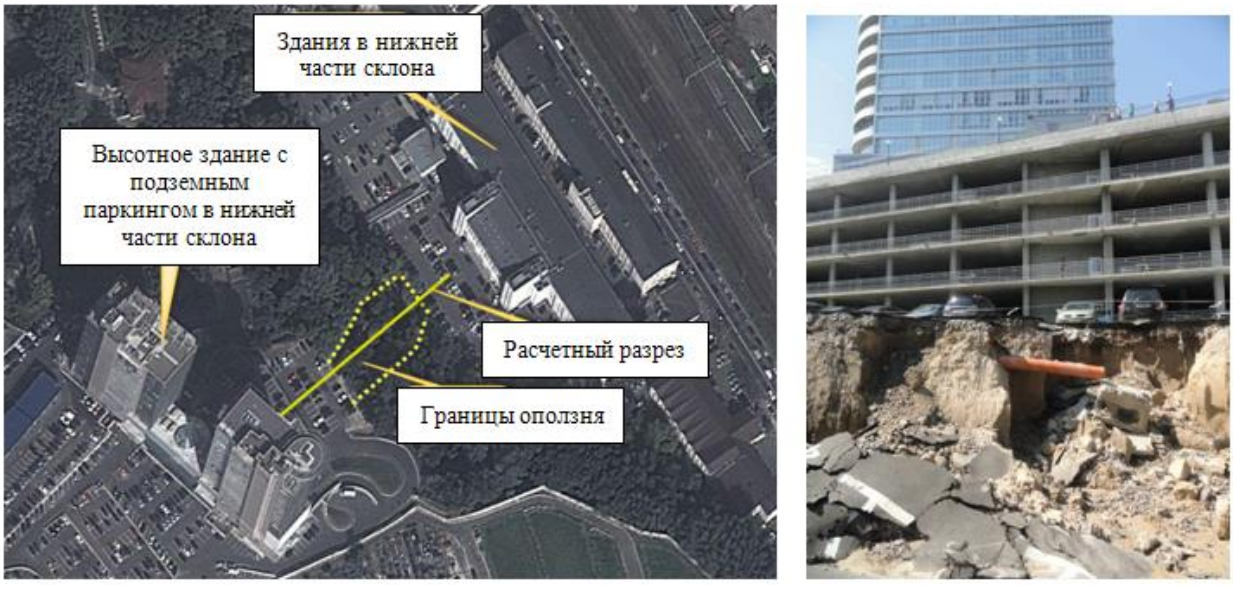


Рис. 1. Ситуационная схема расположения оползня и фото состояния верхней части склона

В г. Киев после сильных ливней в мае 2013 г. произошел оползень шириной примерно 34 м и длиной 13 ... 52 м (рис. 1). В верхней части склона, крутизна которого в среднем составляет 20-22°, а высота 35...37 м в 2008 г. было построено многоэтажное здание с подземным паркингом (рис. 2). В нижней части склона расположены 5-6 этажные здания (построены в 1970…1980 гг.). Расстояние от бровки срыва в паркинг

высотных зданий составила 18,5 м (рис. 3). При этом возникла серьезная угроза безопасной эксплуатации высотного здания.

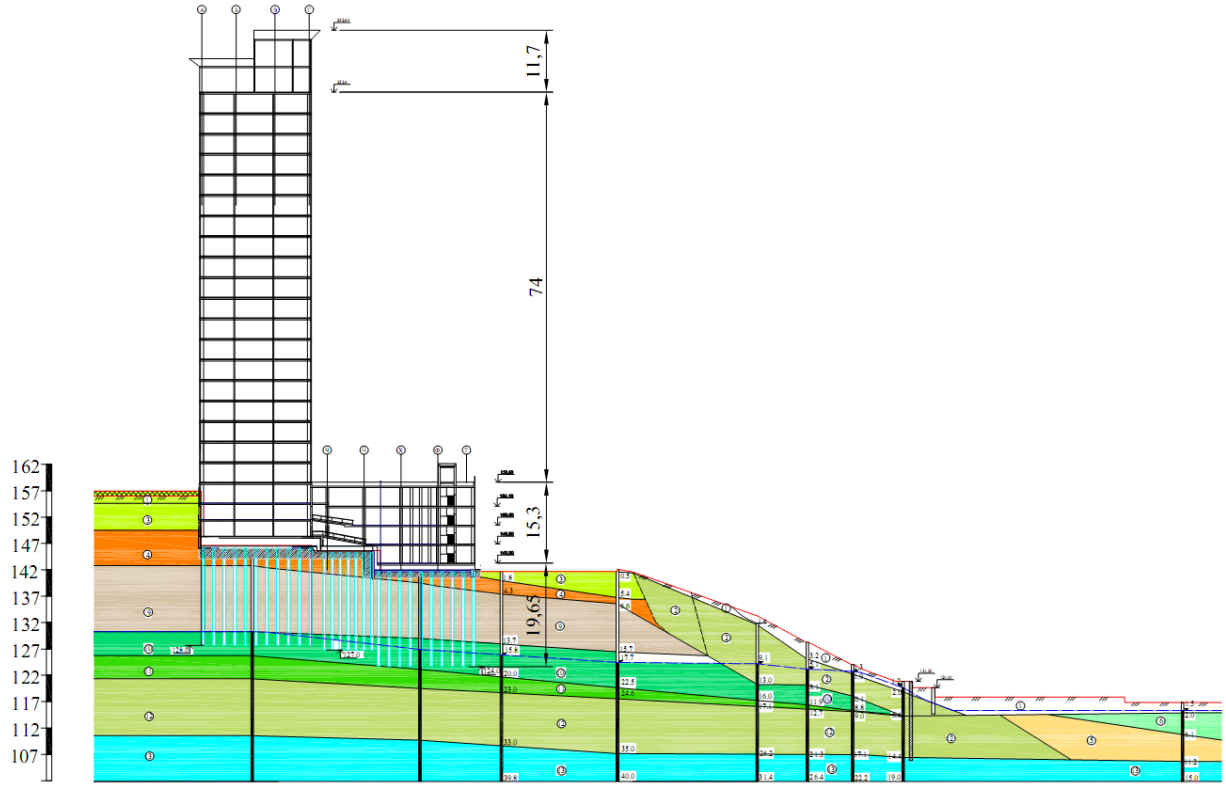


Рис. 2. Расположение многоэтажного здания на склоне (строительство выполнено в 2008 г.)

Рис. 3. Результаты обследования склона после оползневых процессов (май 2013 г.)

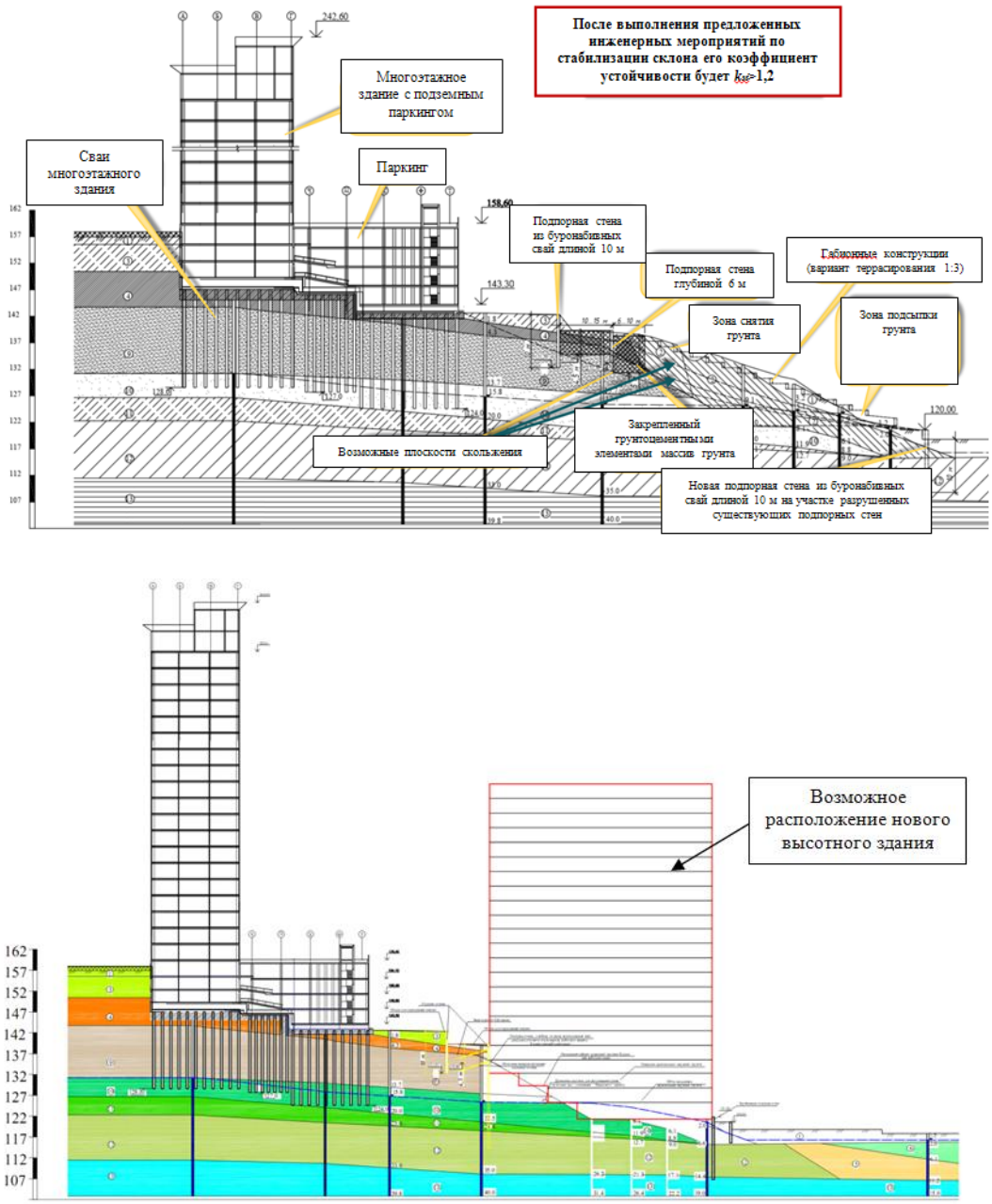


Рис. 4 . Инженерные решения по стабилизации оползневых процессов: сверху – при использовании склона в качестве парковой зоны; снизу – при застройке склона

Выводы. Комплексными исследованиями, которые включали инструментальные обследования склона, анализ инженерно-технической документации, аналитические и численные расчеты методом конечных элементов, установлено фактические коэффициенты устойчивости склона, а также возможные последствия дальнейшего развития оползневых явлений и разработаны рекомендации по возможности дальнейшего использования оползневого склона (рис. 4).

Литература

1. Bowmen E.T. General Report of TC 208. Slope Stability in Engineering Practice / E.T. Bowmen, R.J. Fannin // Proc. of the 18th Inter. Conf. on Soil Mechanics and

Geotechnical Engineering. Challenges and Innovation in Geotechnics. – France, Paris: Press and Ponts, 2013. – P. 2137–2144.

Ключевые слова: оползень, коэффициент устойчивости склона, метод конечных элементов.
Keywords: landslide, coefficient of the slope stability, finite elements method.

Зоценко Николай Леонидович, доктор техн. наук, профессор, заведующий кафедрой добычи нефти и газа и геотехники Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка; служ. адрес: ПолтНТУ, Первомайский пр-т, 24, г. Полтава, 36011, Украина; дом. адрес: ул. Леваневского, 2, кв. 16, г. Полтава, 36011, Украина; e-mail: zotcenco@mail.ru.

Винников Юрий Леонидович, доктор техн. наук, профессор, профессор кафедры добычи нефти и газа и геотехники Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка; служ. адрес: ПолтНТУ, Первомайский пр-т, 24, г. Полтава, 36011, Украина; дом. адрес: ул. Чорновола, 2 кв. 60, г. Полтава, 36003, Украина; e-mail: vynnykov@yandex.ru.

Харченко Максим Александрович, канд. техн. наук, доцент кафедры добычи нефти и газа и геотехники Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка; служ. адрес: ПолтНТУ, Первомайский пр-т, 24, г. Полтава, 36011, Украина; дом. адрес: ул. Ленина, 122 кв. 108, г. Полтава, Украина; e-mail: maka1984@i.ua; MaxKharchenko@mail.ru, KharchenkoMO@ukr.net.

Марченко Валентин Иванович, канд. техн. наук, старший преподаватель кафедры добычи нефти и газа и геотехники Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка; служ. адрес: ПолтНТУ, Первомайский пр-т, 24, г. Полтава, 36011, Украина; e-mail: marchenko.valentyn@yandex.ru.

Титаренко Владимир Анатольевич, канд. техн. наук, старший научный сотрудник, зав. лаборатории ГП «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций» (НИИСК), г. Киев, служ. адрес: НИИСК, ул. Ивана Клименка, 5/2, г. Киев, 03680, Украина; e-mail: vltytarenko@rambler.ru.

N. Zotsenko, Prof., DrSc., Y. Vynnykov, Prof., DrSc., M. Kharchenko, Ph.D., V. Marchenko, Ph.D., Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuka, Ukraine

V. Tytarenko, Ph.D., Head of the Laboratory, The State Research Institute of Building Constructions (NIISK), Kiev, Ukraine

Для цитирования:

Зоценко Н.Л. Инженерные мероприятия по стабилизации оползневого склона / Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, М.А. Харченко, В.И. Марченко, В.А. Титаренко // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 359 – 363.

Citation:

Zotsenko N.L. Engineering measures to stabilize landslide slope / N.L. Zotsenko, Y.L. Vynnykov, M.A. Kharchenko, V.I. Marchenko, V.A. Tytarenko // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. - P. 359 - 363.

УДК 624.131

ИЗУЧЕНИЕ ВЛИЯНИЯ ИЗМЕНЕНОЙ ГЕОДИНАМИЧЕСКОЙ ОБСТАНОВКИ НА СТРОЕНИЯ Г. ЧЕБОКСАРЫ

А.Ф. Иванов, Н.Н. Пушкаренко, А.Н. Чопик
Чебоксарский политехнический институт (филиал) ФГБОУ ВПО «Московский государственный машиностроительный университет (МАМИ)» (Университет машиностроения), г. Чебоксары, Россия

Аннотация
В мониторинговом режиме изучено влияние резкого изменения геодинамической обстановки на сейсмоопасных участках г. Чебоксары на строения.

STUDY EFFECT OF CHANGES TO THE STRUCTURE OF THE GEODYNAMIC SETTING OF G. CHEBOKSARY

Abstract
In the monitoring mode studied the effect of a sharp change in the geodynamic situation in earthquake-prone areas of the city of Cheboksary on buildings.

В последние годы в г. Чебоксары стали осваивать для строительства зданий и сооружений подверженные опасным геологическим процессам участки: присклоновые части рек и прибрежную территорию р. Волга и Залива (рис. 1, 2) [1].

Рис. 1. Улица Академика Королева на левом склоне р. Сугутка

Рис. 2. Левый склон Залива – улицы Пирогова и Бориса Маркова

В специальной литературе с конца 1990 гг. и в сети интернете с 25 мая 2013 года авторитетные российские ученые в области землетрясений стали писать о современном изменении геодинамики Земли. Стали происходить землетрясения там, где их давно не было, а также увеличилась их магнитуда на 1-2 балла [2]. Отголоски землетрясений были зафиксированы даже в Мурманской и Ленинградской областях, а это более 10000 км от очага землетрясения в Охотском море. В основном, все отголоски землетрясений были зарегистрированы в прибрежных территориях крупных водохранилищ областных центров России.

Карты сейсмического районирования территории бывшего СССР приведены в приложении к СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах». В 2000 г. Госстроем России комплект карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации (ОСР-97) введен в состав вышеуказанного СНиПа, которые является действующими и в настоящее время. Эти карты позволяют актуально оценивать степень сейсмического риска на конкретных территориях.

Территория г.Чебоксары по сейсмичности отнесена к 6-бальной (карта категории А и Б) и к 7-бальной (карта категории С) зонам. В соответствии с картой ОСР-97 к 7-бальным зонам в основном относятся прибрежные территории у водоемов с уровнем грунтовых вод не глубже 5 м от поверхности, а также участки с овражно-балочными системами. Для г.Чебоксары максимальную сейсмическую балльность следует определять на основе изучения особенностей грунтовых условий, к которым относятся: тип грунта, (литологический состав, физико-механические свойства), геоморфологические формы, выветрелость, нарушенность пород, наличие тектонических нарушений, просадочных явлений, уровень залегания грунтовых вод, оползней, осыпей и др.

После землетрясений 26 декабря 2012 г. в акваториях Черного и 24 мая 2013 г. Охотского морей и их отголосков в недрах г. Чебоксары в средствах массовой информации Чувашии были опубликованы ряд статей о подземных толчках и появившихся трещинах на стенах домов («Советская Чувашия» от 27.12.2012г., №231-232 от 29.12.2012 г., № 56 от 28.03.2013г., № 93 от 25.05.2013г. и № 177 от 10.10.2013 г., «ПРО Чебоксары» № 4 от 26.01.2013г. и № 50 от 14.12.2013г.). Эти отголоски землетрясений в недрах г. Чебоксары вероятно и спровоцировали активизацию эрозионных, оползневых, суффозионных и других процессов.

В настоящей статье сделана попытка по-новому взглянуть на влияние измененной геодинамики Земли на эксплуатацию строений на некоторых участках с сейсмическим риском. В виду отсутствия на территории Чувашской Республики сейсмодатчиков анализ был сделан на основе фотофиксации образовавшихся трещин на строительных конструкциях, величин их раскрытия на выбранных характерных участках стен зданий.

Для изучения начавшихся опасных геологических процессов вызванных отголосками землетрясений и уплотнительной застройкой нами с июня 2013 года проводятся в мониторинговом режиме исследования технического состояния стен некоторых 4-10 этажных зданий г.Чебоксары [3]. Всего по проблемным объектам до настоящего времени сделано около 200 фотоснимков.

В результате проведенных исследований и имеющихся материалов мы получили следующее.

Наблюдаемые здания расположенные на улицах Афанасьева, Аркадия Гайдара, Гагарина, Пирогова, Бориса Маркова, Ивана Франко, Ленинградская, Академика Королева, Чернышевского, Чапаева, Эльменя и др. - это районы Залива, Речного порта и прибрежной территории Волги.

Приходиться констатировать, что трещины на стенах зданий появились в домах расположенных на склонах после землетрясения происшедшего 24 мая 2013 года. Например, на стенах домов, расположенных не на склонах (ул. Энтузиастов и Богдана Хмельницкого) трещин нет, а на ул. Эльменя, Ленинградская, академика

Королева и др. есть. Длина вертикальных трещин на стене здания дома по ул. Академика Королева в июле 2013 года составляла 30 см, а в сентябре 2014 года – около 1м. Величина раскрытия трещин на июль 2013г. составляла 0,5 мм, в сентябре 2014 года - более 2 мм. А также расположенное ниже по склону здание, покрыто многочисленными вертикальными трещинами.

Большинство образовавшихся трещин на стенах зданий возникли из-за резкого изменения геодинамической обстановки на территории г. Чебоксары и вероятно, на некоторых участках - недостаточным учетом влияния уплотнительного строительства (рис. 3, 4).

Рис. 3. Трещины на стене нового дома на ул. Бориса Маркова, июнь 2013 г.

Рис. 4. Трещины на стене дома на ул. Академика Королева, сентябрь 2014 г.

Ситуация с увеличением и расширением трещин в стенах зданий в районе улиц Пирогова и академика Королева продолжает ухудшаться. На других наблюдаемых зданиях развитие трещин малозаметны.

В зданиях постройки 60-х годов прошлого века также наблюдаются трещины. Их причина, скорее всего, - неправильная эксплуатация зданий. Так же хочется отметь, что определенное влияние на начало негативного процесса могло быть вызвано изменением геодинамики Земли, в том числе и геодинамической обстановки территории Чувашской Республики, и уплотнительной застройкой.

Необходимо проведение целенаправленных исследований резких изменений геодинамической обстановки на сейсмоопасных участках г. Чебоксары с установкой сейсмодатчика для достоверной фиксации отголосков землетрясений.

Проектирование, строительство и эксплуатацию объектов повышенной ответственности необходимо вести согласно СНиП II-7-81 «Строительство в сейсмических районах» и ОСР-97-С.

Считаем так же, что необходимым выполнить зонирование по сейсмоопасности территорию Чувашской Республики и г. Чебоксары с целью ограничения строительства на сейсмоопасных участках, учитывать отмеченные явления при проектировании и застройке селитебной территории.

Литература

1. Иванов, А.Ф. К вопросу о землетрясении в г. Чебоксары (26 декабря 2012 г.) / А.Ф. Иванов // Материалы докладов региональной научно-практической

конференции, посвященной 115-летию со дня рождения И.К. Илларионова – Чебоксары: Новое время, 2013. С. 36-41.

2. Иванов, А.Ф. Землетрясения в Чувашии: миф или реальность / А.Ф. Иванов // Сборник трудов научно-практической конференции. - Чебоксары: ЧПИ, 2013. - С. 193-194.

3. Иванов, А.Ф. Риски строительства и уплотнительной застройки в г. Чебоксары в связи с изменениями геодинамики грунтов / А.Ф. Иванов, В.К. Спиридонов // Материалы региональной конференции, посвященной 35-летию образования строительного факультета. – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2013. - С. 152-156.

Ключевые слова: ОСР-97-С, мониторинговый режим, отголоски землетрясений, сейсмоопасный участок, геодинамическая обстановка, уплотнительная застройка, сейсмический риск.

Keywords: SRF-97-C, a monitoring mode, the echoes of earthquakes, earthquake-prone land, geodynamic setting, sealing buildings, seismic risk.

Иванов Анатолий Федорович, к.г.-м.н., доцент Чебоксарского политехнического института (филиала) ФГБОУ ВПО «Московский государственный машиностроительный университет (МАМИ)» (Университет машиностроения), эл. почта: iaf1956@mail.ru.

Пушкаренко Николай Николаевич, к.т.н., декан строительного факультета Чебоксарского политехнического института (филиала) ФГБОУ ВПО «Московский государственный машиностроительный университет (МАМИ)» (Университет машиностроения), эл. почта: dekanat-sf@mail.ru.

Чопик Андрей Николаевич, преподаватель Чебоксарского политехнического института (филиала) ФГБОУ ВПО «Московский государственный машиностроительный университет (МАМИ)» (Университет машиностроения), эл. почта: Onyx_2005@mail.ru

Anatoly Ivanov, Ph.D., associate professor of Cheboksary Polytechnic Institute (branch) Ulianov "Moscow State Engineering University (MAMI)" (University of Engineering), E-mail: iaf1956@mail.ru .

Pushkarenko Nicholas, Ph.D., Dean of Civil Engineering Faculty of Cheboksary Polytechnic Institute (branch) Ulianov "Moscow State Engineering University (MAMI)" (University of Engineering), E-mail: dekanat-sf@mail.ru.

Chopyk Andrei, teacher Cheboksary Polytechnic Institute (branch) Ulianov "Moscow State Engineering University (MAMI)" (University of Engineering), E-mail: Onyx_2005@mail.ru.

Для цитирования:

Иванов А.Ф. Изучение влияния измененной геодинамической обстановки на строения г. Чебоксары / А.Ф. Иванов, Н.Н. Пушкаренко, А.Н. Чопик // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С.364 – 367.

Citation:

Ivanov A.F. Study effect of changes to the structure of the geodynamic setting of Cheboksary city / A.F. Ivanov, N.N. Pushkarenko, A.N. Chopik // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary , 2014. - P. 364 - 367.

УДК 624.159.4

МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ СВАЙ В УСЛОВИЯХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

Д.М. Нуриева
Казанский государственный архитектурно-строительный университет,
г. Казань, Россия

Аннотация

В работе приведены результаты численных исследований моделей одиночных сваи при действии горизонтальных нагрузок с применением программного комплекса Лира. Представлены параметры компьютерной модели, позволяющие получить результаты расчета, хорошо согласующиеся с традиционными ручными методами, применительно к сваям, работающим в условиях однородной и неоднородной грунтовой среды

SIMULATION OF THE PILE IN TERMS OF HORIZONTAL LOADS

Abstract

The results of numerical studies of models of single pile under the action of horizontal loads using «Lira» software are presented in this work. The parameters of the computer model, which allows to obtain the results in good agreement with the traditional manual methods, applied to the piles, working in conditions of homogeneous and heterogeneous soil environment are presented.

При проектировании свайных фундаментов зданий и сооружений, испытывающих горизонтальные нагрузки, связанные с ветровыми и сейсмическими воздействиями, требуется производить расчет свай на совместное действие вертикальной, горизонтальной сил и момента. Действующий ныне СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты» (актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85) в отличие от свода правил СП 50-102-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов» не содержит конкретной методики расчета на действие этих трех компонент усилий. Предполагается, что расчет должен быть произведен с помощью современных программных комплексов, описывающих механическое взаимодействие балок и упругого основания. При этом никаких четких рекомендаций по моделированию свай в рассматриваемых условиях нормы не содержат. В связи с этим возникает необходимость разработки компьютерной модели сваи и свайных фундаментов, максимально отражающей работу конструкции в реальных условиях. На первом этапе критерием оптимальности компьютерной модели может быть принята хорошая сходимость, полученных на ее основе результатов с результатами ручного инженерного расчета, отраженного в своде правил СП 50-102-2003.

В работе была разработана компьютерная модель сваи в условиях однородного и неоднородного грунта при действии горизонтальных нагрузок. Расчет производился в структуре программы Лира 9.6. При этом свая моделировалась стержневыми (балочными) конечными элементами, работа грунта на сжимающую нагрузку была учтена путем введения вертикальной податливой связи у ее нижнего конца, а сопротивление грунта по боковой поверхности сваи при действии горизонтальной нагрузки учитывалось с помощью коэффициентов постели, принятых по нормам проектирования на основании коэффициента пропорциональности *K*.

Предварительно решение задачи было разделено на 2 этапа:

этап I – расчет одиночной сваи на комбинацию нагрузок M,H,N в условиях *однородной* грунтовой среды;

этап II – расчет одиночной сваи на комбинацию усилий M,H,N в условиях *неоднородной* грунтовой среды.

На всех этапах расчет производился двумя способами: ручным методом на основании методики, изложенной в СП 50-102-2003, и с использованием программного комплекса Лира, реализующего метод конечных элементов. Целью таких расчетов являлось получение параметров компьютерной модели, позволяющих получить хорошую сходимость результатов с ручным методом.

При реализации этапа I в качестве экспериментальной рассматривалась призматическая забивная свая, находящаяся в составе свайного фундамента с низким ростверком и с 2-х рядным расположением свай, сечением $b \times b$ = 300×300 мм, длиной 9 м (рис. 1а). Свая изготовлена из бетона класса В20 и погружена в однородный грунт (суглинок тугопластичный с показателем текучести 0,4), характеризуемый в соответствии с [1] коэффициентом пропорциональности К = 4400 кН/м4. При заданных условиях на голову сваи передавались горизонтальная Н = 12 кН и вертикальная N = 400 кН силы.

На основании *ручного расчета*, проведенного в соответствии с [1], были получены следующие результаты: условная ширина сваи bp = 0,95 м; коэффициент деформации α_ε = 0,69 м$^{-1}$; безразмерные коэффициенты A0 = 2.441, B0 = 1.621, C0 = 1.751; перемещение сечения сваи в уровне низа ростверка от действия единичных нагрузок ε_{HH} = 0,0004077 м/кН, ε_{MH} = ε_{HM} = 0,0000186 рад/кН, ε_{MM} = 0,0000139 рад/кН·м; расчётный момент заделки, обеспеченный невозможностью поворота головы свии, M_f = -16,1 кН·м; расчётное горизонтальное перемещение поперечного сечения сваи U_0 = 1,88 мм; расчетные усилия на уровне низа ростверка: Q_{max}= 12 кН, M_{max} = 16,1 кН·м; приведенная глубина расчётного сечения 0.850 м; фактическая глубина расчётного сечения z = 1,232 м; безразмерные коэффициенты: A1 = 0.996, B1 = 0.849, C1 = 0.361, D1 = 0.102; расчётное давление на окружающий сваю грунт σ_z = 5,22 кПа.

При проведении *компьютерного расчета* в структуре программы Лира свая моделировалась системой балочных конечных элементов (кэ 10). Длина конечных элементов была принята равной ширине поперечного сечения сваи b = 0.3 м. Работа грунта на сжимающую нагрузку учитывалась путем введения вертикальной податливой связи (кэ 51) у ее нижнего конца с жесткостью R=N/s = 5400 кН/м (s – осадка сваи от нагрузки N); сопротивление грунта по боковой поверхности сваи при действии горизонтальной нагрузки – с помощью коэффициентов постели Cz_i, принятых по [1] на основании коэффициента пропорциональности K = 4400 кН/м4. Вычисление коэффициентов Cz_i производилось исходя из формулы:

$$Cz_i = Kz_i, \qquad (1)$$

где z_i - глубина расположения *i-го* расчетного сечения относительно низа ростверка.

Значения коэффициентов Cz_i изменялись от 0 до 27000 кН/м3. Учитывая возможности расчетной программы, в пределах каждого конечного элемента

необходимо было задать постоянный коэффициент постели. С этой целью треугольная эпюра коэффициентов была преобразована к ступенчатому виду (рис. 1б). Предполагая, что при 2-х рядном расположении свай в кусте, поворот ростверка невозможен, в верхнем узле модели была введена соответствующая связь, позволяющая обеспечить выполнение условия $\varphi = 0^0$.

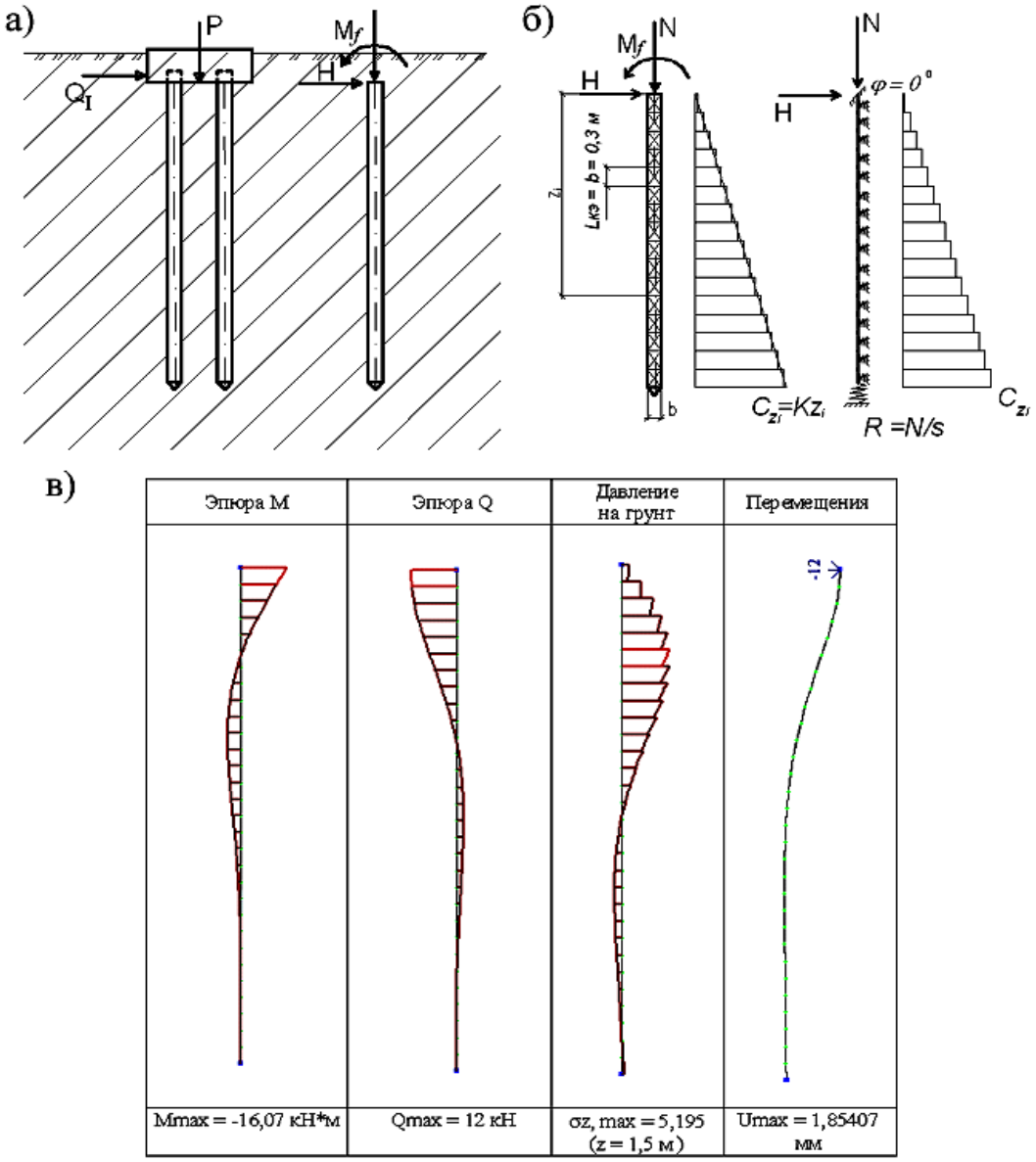


Рис.1. К расчету одиночной сваи в условиях однородного грунтового массива (этап I)
а) условия нагружения свайного фундамента и сваи; б) компьютерная расчетная модель сваи; в) эпюры усилий, давлений на грунт и деформированное состояние сваи, полученные в программе Лира

По окончании расчета были получены деформированное состояние, эпюры изгибающих моментов, поперечных сил в свае и эпюра давлений, передаваемых сваей на грунт (рис 1в). Сравнение результатов компьютерного и ручного расчетов сведено в табл. 1. Из таблицы видно, что отклонение результатов расчета, полученных в среде программы Лира, от ручного метода, регламентированного сводом правил СП 50-102-2003, составляет не более 1,4 %.

Таблица 1

Сравнение результатов расчета

Метод	Mmax, кН*м	Qmax, кН	σz, max, кПа	Umax, мм
Ручной расчет (СП 50-102-2003)	16,1	12	5,22	1,88
Программа Лира (Cz)	16,07	12	5,195	1,85407
Расхождение результатов расчета	-0,18 %	0 %	0,5%	1,4%

Необходимо отметить, что для достижения результата, хорошо согласующегося с ручным методом расчета, в процессе решения задачи на этапе I было рассмотрено влияние различных параметров модели, таких как:

- разбивка сваи на конечные элементы (крупная или мелкая разбивка);
- ширина зоны передачи сваей давления на грунт;
- жесткость податливой сваи.

Для оценки влияния *первого* параметра было создано 3 модели сваи (рис.2): с мелкой разбивкой (длина одного конечного элемента принималась равной ширине поперечного сечения сваи: *lкэ = b* = 0,3 м), со средней разбивкой (*lкэ = 1 м*) и крупной разбивкой (*lкэ = 2,5 м*).

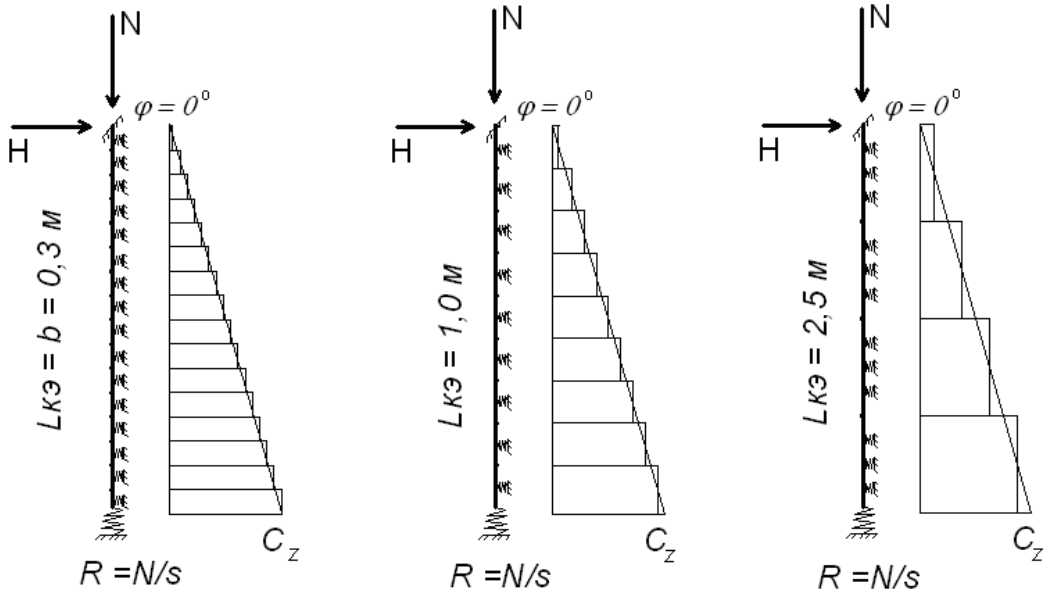


Рис.2. Схемы разбивки сваи на конечные элементы

Анализ результатов расчета показал, что наилучшая сходимость с ручным методом наблюдается при мелкой разбивке (табл. 2). При крупной разбивке перемещение верха сваи и момент заделки несколько ниже.

Таблица 2

Сравнение результатов расчета

Критерий	Ручной расчет (эталон)	Лира (мелкая разбивка на кэ)	Лира (средняя разбивка на кэ)	Лира (крупная разбивка на кэ
Mmax, кН*м	16,1	16,07	15,6	14,1
Umax, мм	1,88	1,85407	1,7928	1,602

Для оценки влияния *второго* параметра было рассмотрено 2 модели. В одной модели ширина зоны передачи сваей давления на грунт принималась равной условной ширине сваи Bc = bp = (1,5d+0,5) = 0,95 м [1], в другой – ширине поперечного сечения сваи Bc = b = 0,3 м. Анализ результатов расчета показал, что наилучшая сходимость с ручным методом наблюдается при ширине зоны передачи давления 0,95 м (см. табл. 3).

Таблица 3

Сравнение результатов расчета

Критерий	Ручной расчет (эталон)	Лира (Bc = 0,95 м)	Лира (Bc = 0,3 м)
Mmax, кН*м	16,1	16,07	20,2615
Umax, мм	1,88	1,85407	3,707

Для оценки влияния *третьего* параметра также было рассмотрено 2 модели. В одной жесткость податливой связи на нижнем конце сваи близка к жесткости, препятствующей ее вертикальному перемещению, во второй жесткость податливой связи R = 5400 кН/м (допускает вертикальные перемещения). Анализ результатов расчета показал, что податливость основания сваи практически не оказывает влияния на горизонтальные перемещения и усилия в уровне головы одиночной сваи (табл. 4).

Таблица 4

Сравнения результатов расчета

Критерий	Ручной расчет (эталон)	Лира (податливая связь)	Лира (жесткая связь)
Mmax, кН*м	16,1	16,07	16,07
Umax, мм	1,88	1,85407	1,85407

На II этапе решения задачи рассматривалось взаимодействие сваи с *неоднородным* грунтовым массивом. Здесь в качестве экспериментальной была рассмотрена буронабивная свая, входящая в состав свайного фундамента под компрессор Троицкой компрессорной станции (Краснодарский край, объект газосбора ДНС со строительством КС), расположенной на площадке с сейсмичностью 9 баллов. Свая изготавливалась из бетона класса В15, имела диаметр 500 мм, длину 10.8 м и устраивалась под защитой обсадной трубы. При особом сочетании нагрузок на голову сваи передавались горизонтальная H = 21,435 кН и вертикальная N = 147 кН силы. Условия нагружения фундамента и сваи показаны на рис. 3б. В пределах длины сваи залегали грунты с характеристиками (рис. 3а):

- ИГЭ - 1: суглинок пылеватый, просадочный, твердый (в замоченном состоянии IL=0,4; φI = 23^0; cI = 21 кПа; γ=20 кН/м2, коэффициент пропорциональности К = 4400 кН/м4);

- ИГЭ - 2: песок мелкий, пылеватый, средней плотности, маловлажный (φI = 25^0; cI = 0 кПа; γ=17 кН/м2, е = 0,7), коэффициент пропорциональности К = 5000 кН/м4.

При реализации компьютерного расчета была создана модель сваи из набора балочных конечных элементов на упругом основании. При ее создании были приняты параметры, полученные на этапе I, позволяющие получить хорошую сходимость результатов с результатами ручного расчета. То есть длина конечных элементов принималась равной диаметру сваи 0,5 м; ширина зоны передачи нагрузки на грунт, равной условной ширине сваи bp = 1,5d+0,5 = 1,25 м. Учитывая разные характеристики грунтов в пределах длины сваи, эпюра коэффициентов постели *Cz* имела скачек на контакте слоев ИГЭ-1 и ИГЭ-2 (рис. 3 в). По окончании расчета были получены деформированное состояние, эпюры изгибающих моментов, поперечных сил и эпюра давлений, передаваемых сваей на грунт. Конфигурация эпюр, схожа с теми, что получена на этапе I (см. рис.1 в), максимальные значения исследуемых силовых факторов отражены в табл. 5. Сравнение результатов компьютерного расчета с результатами ручного расчета, проведенного в соответствии с [1], показало хорошую сходимость. Отклонение составляет не более 4 %.

Таблица 5

Сравнение результатов расчета

Метод	Mmax, кН*м	Qmax, кН	σz, max, кПа	Umax, мм
Ручной расчет (СП 50-102-2003)	33,8	21,8	6,2	1,35
Программа Лира (Cz)	33,74	21,8	6,26	1,294
Расхождение	-0,18 %	0 %	0,98%	-4%

Выводы и рекомендации:

1. Современные программные комплексы, реализующие метод конечных элементов, при расчете свай на действе горизонтальных нагрузок в условиях однородной и неоднородной грунтовой среды позволяют получить результаты, хорошо согласующиеся с ручным методом, изложенным в СП 50-102-2003.

2. Моделирование сваи может производиться системой стержневых балочных конечных элементов на упругом основании. При этом наиболее оптимальной является длина конечного элемента, равная размеру поперечного сечения сваи.

3. Грунт, окружающий сваю, может рассматриваться как упругая линейно-деформируемая среда, характеризуемая коэффициентом постели, возрастающим с глубиной. При моделировании сваи треугольная эпюра коэффициента постели может быть заменена на ступенчатую.

4. Ширина зоны передачи давления сваей на грунт при горизонтальных деформациях должна приниматься равной условной ширине сваи *bp*.

6. При действии горизонтальных нагрузок податливость грунта основании свай не оказывает влияния на усилия и перемещения в уровне головы одиночной сваи.

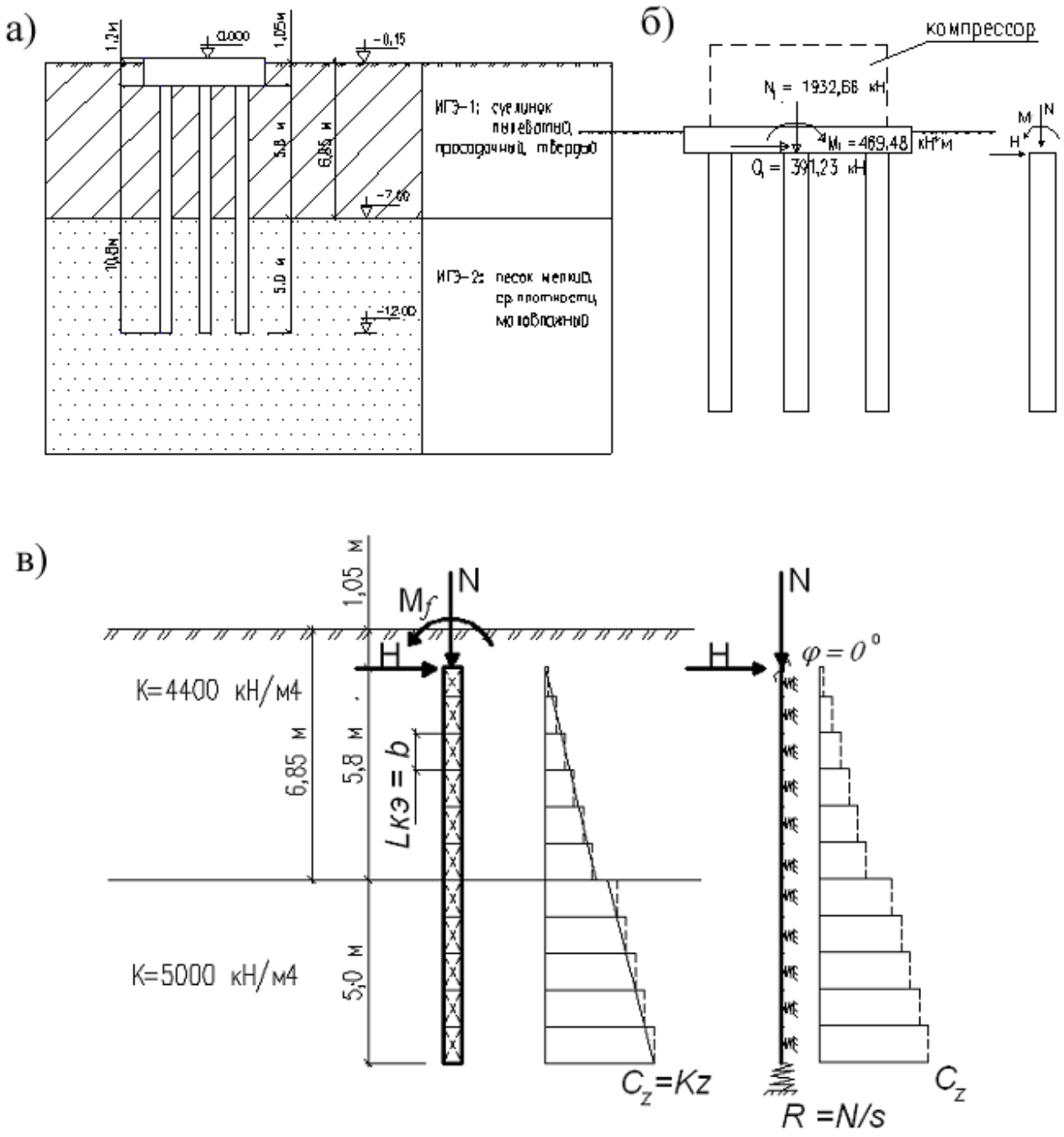


Рис.3. К расчету одиночной сваи в условиях неоднородного грунтового массива (этап II)
а) геологический профиль строительной площадки;
б) условия нагружения свайного фундамента и сваи;
в) компьютерная расчетная модель сваи.

Литература
1. СП 50-102-2003 «Проектирование и устройство свайных фундаментов». М., 2004.
2. СП 24.13330.2011 Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты». М., 2011.
3. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. – Компьютерные модели конструкций. - К.: издательство «Факт», 2005. – 304 с.

Ключевые слова: свайный фундамент, расчет сваи, горизонтальные нагрузки, коэффициент постели, компьютерная модель.

Keywords: piled foundations, settlement of piles, horizontal load, the coefficient of subgrade, computer model.

Нуриева Д.М., кандидат технических наук., доцент, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, e-mail: danm_n@mail.ru

Nurieva D.M., candidate of technical sciences, associate professor, Kazan State University of Architecture and Engineering, e-mail: danm_n@mail.ru

Для цитирования:
Нуриева Д.М. Моделирование работы свай в условиях горизонтальных нагрузок / Д.М. Нуриева // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 368 – 375.

Citation:
Nurieva D.M. Simulation of the pile in terms of horizontal loads / D.M. Nurieva // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 368 - 375.

УДК 624.131.524

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДИКИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В ГРУНТАХ СО СЛАБЫМ ПОДСТИЛАЮЩИМ СЛОЕМ

А.В. Пилягин
Чебоксарский политехнический институт (филиал) ФГБОУ ВПО «Московский государственный машиностроительный университет (МАМИ)»,
г. Чебоксары, Россия

Аннотация
Приводится методика определения расчетного сопротивления оснований различных типов фундаментов (ленточный, прямоугольный, гибкий, жесткий) при наличии слабого подстилающего слоя.

IMPROVED METHODOLOGY FOR THE DESIGN OF FOUNDATIONS OF BUILDINGS AND STRUCTURS IN SOILS WITH WEAK INDERBYING LAYER

Abstract
The mythologies for determining the estimated resistance of the soil under different types of foundations (tape, rectangular, flexible, rigid).

Основным расчетом оснований фундаментов зданий и сооружений считается расчет по второму предельному состоянию, то есть по деформациям. Для выполнения такого расчета необходимо, чтобы среднее давление по подошве фундаментов p не превышало величины расчетного сопротивления основания R:

$$p \le R \quad (1)$$

Расчетное сопротивление оснований определяется по формуле (7) СНиП 2.02.01-83.

Обычно, глубину заложения фундамента выбирают таким образом, чтобы несущий слой грунта (слой грунта, находящийся непосредственно под подошвой фундамента) имел повышенные прочностные (c, φ) и деформационные (a_0, E) характеристики.

При залегании в пределах сжимаемой толщи подстилающих грунтов с меньшими значениями прочностных характеристик (c, φ), чем несущего слоя, условие (1) может не выполняться на кровле слабого грунта. Поэтому для использования принципа линейной деформируемости и для слабых грунтов рекомендуется проводить проверку слабого слоя с соблюдением условия

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \le R_z \quad (2)$$

где σ_{zp}, σ_{zg} – вертикальные напряжения на кровле слабого слоя грунта, соответственно от внешней нагрузки и собственного веса грунта; R_z – расчетное сопротивление слабого слоя грунта.

Методика вычисления R_z изложена в СНиП 2.02.01-83. Указанная методика имеет следующие недостатки:

– фактически вычисляется расчётное сопротивление несущего слоя грунта с использованием прочностных характеристик слабого слоя и увеличенной шириной подошвы ($b_y > b$);

– при вычислении R_z используются коэффициенты M_γ, M_q, M_c, полученные для случая загружения поверхности основания полосовой гибкой равномерно распределённой нагрузкой с глубиной развития зон пластических деформаций $z = 0{,}25b$. Указанные коэффициенты должны быть другими при проектировании фундаментов прямоугольной формы;

– введение условия $l_y - l = b_y - b$ приводит к тому, что форма условного фундамента l_y/b_y отличается от формы l/b рассчитываемого фундамента. Следовательно, напряжения от основного и условного фундаментов ниже слабого слоя грунта будут различными;

– остаётся неопределённой глубина развития зон пластических деформаций в слабом слое грунта. При определённых условиях в слабом слое грунта может и не быть зон пластических деформаций при величине давления по подошве фундамента, определяемого расчётным сопротивлением несущего слоя. Кроме того, при малой толщине слабой прослойки возможная глубина развития зон пластических

деформаций будет ограничена этой величиной, а дальнейшее их развитие будет продолжаться в горизонтальном направлении;

– не учитывается форма подошвы фундамента и его жесткость.

Устранить указанные недостатки можно, рассматривая развитие зон пластических деформаций непосредственно в слабом подстилающем слое с учётом жёсткости и формы подошвы ($\eta = l/b$) фундаментов.

Величина сопротивления слабого слоя грунта может вычисляться при недопущении развития зон пластических деформаций в нём или при их развитии на определённую допустимую глубину, например, $z = 0{,}25b$, $z = 0{,}5b$ и т. д.

Для вычисления коэффициентов M_γ, M_q, M_c слабого слоя грунта основания ленточных гибких и жёстких фундаментов находились значения нормальных и касательных напряжений с учётом глубины развития зон пластических деформаций (z) и глубины залегания слабого слоя грунта ($h_{сл}$).

Полученные значения компонент напряжений подставлялись далее в условие предельного равновесия

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 - 4\tau_{zx}^2}{[\sigma_z + \sigma_x + 2\gamma_1 d + 2\gamma_2 h_{сл} + z\gamma_{сл} + 2c \cdot \operatorname{ctg}\varphi]^2} = \sin^2\varphi, \qquad (3)$$

где σ_z, σ_x, τ_{zx} – нормальные и касательные напряжения в рассматриваемой точке; d – глубина заложения подошвы фундамента; $h_{сл}$ – расстояние от подошвы фундамента до кровли слабого слоя грунта; z –допустимая глубина развития зон пластических деформаций в слабом слое грунта; c, φ – сцепление и угол внутреннего трения слабого слоя грунта; γ_1, γ_2, $\gamma_{сл}$ – соответственно, удельный вес грунта в пределах d, $h_{сл}$, z.

Коэффициенты M_γ, M_q, M_c находятся при минимальном давлении p по подошве фундамента, при котором соблюдается условие (3).

Величина расчётного сопротивления слабого слоя грунта вычисляется по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left(M_\gamma b\gamma_{сл} + M_q d\gamma_1 + (M_q - 1)h_{сл}\gamma_2 + M_c c_{сл}\right), \qquad (4)$$

Некоторые значения коэффициентов M_γ, M_q, M_c для гибких и жёстких фундаментов приведены в табл. 1.

При недопущении развития зон пластических деформаций в слабом слое грунта $M_\gamma = 0$.

В приведенной выше задаче определения расчетного сопротивления оснований рассматривается гибкий характер приложения нагрузки, то есть фундамент принимается гибким. В этом случае контактные напряжения по подошве фундамента равны интенсивности приложенного давления.

Если фундамент обладает определенной жесткостью, то по его подошве напряжения распределяются не равномерно, а увеличиваются к краям, теоретически достигая бесконечно больших значений по периметру фундамента (контактные напряжения).

Таблица 1

Коэффициенты M_γ, M_q, M_c для определения R_z оснований гибких ленточных фундаментов

Угол внутреннего трения, град	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	z=0		z=0,25b			z=0,5b		
$h_{сл}$ = 0,5b								
0	1,000	3,141	0,000	1,000	3,220	0,000	1,000	3,403
4	1,245	3,510	0,062	1,248	3,555	0,130	1,260	3,726
8	1,552	3,933	0,138	1,555	3,949	0,288	1,575	4,096
12	1,939	4,421	0,235	1,439	4,421	0,481	1,962	4,528
16	2,431	4,989	0,357	2,431	4,989	0,728	2,446	5,042
20	3,059	5,657	0,515	3,059	5,657	1,031	3,063	5,667
$h_{сл}$ = 1b								
0	1,000	3,927	0,000	1,000	4,233	0,000	1,000	4,555
4	1,298	4,262	0,080	1,320	4,582	0,172	1,344	4,922
8	1,651	4,637	0,174	1,698	4,971	0,734	1,749	5,329
12	2,075	5,060	0,287	2,149	5,407	0,614	2,229	5,782
16	2,590	5,546	0,423	2,692	5,901	0,902	2,804	6,293
20	3,225	6,114	0,589	3,355	6,471	1,251	3,503	6,876
$h_{сл}$ =2 b								
0	1,000	6,675	0,000	1,000	7,044	0,000	1,000	7,418
4	1,502	7,182	0,132	1,529	7,577	0,278	1,557	7,924
8	2,086	7,730	0,286	2,146	8,153	0,602	2,205	8,577
12	2,771	8,335	0,466	2,867	8,784	0,982	2,964	9,240
16	3,581	9,000	0,679	3,718	9,479	1,429	3,857	9,966
20	4,546	9,743	0,933	4,733	10,258	1,961	4,922	10,776
$h_{сл}$ = 3b								
0	1,000	9,685	0,000	1,000	10,070	0,000	1,000	10,449
4	1,727	10,402	0,189	1,756	10,813	0,392	1,784	11,221
8	2,570	11,176	0,408	2,632	11,616	0,847	2,694	12,054
12	3,554	12,016	0,664	3,655	12,492	1,377	2,755	12,964
16	4,712	12,946	0,964	4,855	13,444	2,000	5,005	13,451
20	6,082	13,962	1,320	6,282	14,512	2,738	6,476	15,047

Исследования, выполненные К.Е. Егоровым показали, что разница в распределении напряжений в основании гибкого и жесткого ленточных фундаментов наблюдается на незначительную глубину. Поэтому вполне правомочна постановка задачи определения расчетного сопротивления слабых слоев оснований жестких фундаментов. Значение нормальных и касательных напряжений для рассматриваемого случая приведены в работе [2].

Методика определения $R_{сл}$ оснований жестких фундаментов аналогична приложенной выше. Некоторые результаты расчета приведены в табл. 2.

Таблица 2

Коэффициенты M_γ, M_q, M_c для определения R_z оснований жестких ленточных фундаментов

Угол внутреннего трения, град	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	$z = 0$		$z = 0{,}25b$			$z = 0{,}5b$		
$h_{сл} = 0{,}5b$								
0	1,00	2,44	0,00	1,00	3,40	0,00	1,00	3,70
4	1,23	3,25	0,07	1,26	3,75	0,14	1,29	4,08
8	1,51	3,61	0,15	1,42	4,16	0,32	1,64	4,52
12	1,86	4,03	0,25	1,99	4,64	0,53	2,07	5,03
16	2,30	4,52	0,37	2,49	5,19	0,81	2,61	5,62
20	2,86	5,10	0,53	3,13	5,84	1,15	3,30	6,32
$h_{сл} = 1b$								
0	1,00	3,70	0,00	1,00	3,91	0,00	1,00	4,07
4	1,29	4,08	0,08	1,30	4,32	0,16	1,31	4,48
8	1,64	4,52	0,17	1,67	4,78	0,35	1,70	4,96
12	2,07	5,03	0,28	2,13	5,31	0,59	2,17	5,51
16	2,61	5,62	0,42	2,70	5,92	0,88	2,76	6,14
20	3,30	6,32	0,60	3,42	6,65	1,25	3,51	6,88
$h_{сл} = 2b$								
0	1,00	4,39	0,00	1,00	4,63	0,00	1,00	4,91
4	1,34	4,80	0,09	1,35	5,04	0,19	1,37	5,33
8	1,74	5,26	0,19	1,77	5,50	0,41	1,81	5,79
12	2,23	5,80	0,32	2,28	6,03	0,67	2,34	6,32
16	2,85	6,44	0,48	2,91	6,65	0,99	2,49	6,93
20	3,62	7,20	0,67	3,68	7,37	1,39	3,78	7,64
$h_{сл} = 3b$								
0	1,00	5,52	0,00	1,00	5,85	0,00	1,00	6,18
4	1,42	5,97	0,11	1,44	6,31	0,23	1,47	6,67
8	1,91	6,47	0,24	1,96	6,83	0,51	2,01	7,21
12	2,49	7,02	0,39	2,57	7,40	0,83	2,66	7,80
16	3,19	7,65	0,58	3,31	8,05	1,21	3,43	8,47
20	4,04	8,37	0,80	4,20	8,78	1,68	4,36	9,22

Коэффициенты M_γ, M_q, M_c для вычисления расчётного сопротивления оснований прямоугольных фундаментов будут также зависеть от формы подошвы фундаментов (l/b) и коэффициента Пуассона грунта (μ).

При рассмотрении задачи определения расчетного сопротивления грунтов оснований прямоугольных фундаментов необходимо использовать пространственное условие предельного равновесия

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\gamma_1 \cdot d + 2\gamma_2 \cdot h_{сл} + 2\gamma_{сл} \cdot z + 2c \cdot ctg\varphi} = \sin\varphi \qquad (5)$$

где σ_1 и σ_3 – главные напряжения с соотношением $\sigma_1 \geq \sigma_3$.

Главные напряжения σ_1 и σ_3 могут быть вычислены решением кубического

уравнения связи между главными напряжениями и напряжениями по любой наклонной площадке в рассматриваемой точке основания

$$\sigma^3 - J_1\sigma^2 + J_2\sigma - J_3 = 0 \qquad (6)$$

где $J_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z;$

$$J_2 = \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y \cdot \sigma_z + \sigma_z \cdot \sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2;$$

$$J_2 = \sigma_x \cdot \sigma_y \cdot \sigma_z + 2\tau_{xy} \cdot \tau_{yz} \cdot \tau_{zx} - \sigma_x\tau_{yz}^2 - \sigma_z\tau_{xy}^2 - \sigma_y\tau_{zx}^2.$$

Выражения для компонент нормальных($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) и касательных ($\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$) напряжений в основании прямоугольной площадки, загруженной равномерно распределенным давлением приведены в работе [3]. Некоторые значения коэффициентов M_γ, M_q, M_c для определения R_z слабого слоя оснований прямоугольных фундаментов при μ=0,5 приведены в табл. 3, 4.

Таблица 3

Коэффициенты M_q, M_c для определения R_z оснований прямоугольных фундаментов (z=0)

Угол внутреннего трения φ, град	M_q	M_c	M_q	M_c	M_q	M_c
$h_{сл}$ = 0,5b						
	l/b = 1		l/b = 1,2		l/b = 1,4	
0	1,00	3,63	1,00	3,45	1,00	3,34
2	1,13	3,83	1,13	3,64	1,12	3,53
4	1,28	4,06	1,27	3,85	1,26	3,73
6	1,45	4,30	1,43	4,08	1,42	3,96
8	1,64	4,57	1,61	4,34	1,59	4,20
10	1,86	4,85	1,81	4,61	1,79	4,46
12	2,10	5,17	2,04	4,90	2,01	4,74
14	2,37	5,51	2,30	5,21	1,26	5,04
16	2,68	5,87	2,59	5,56	2,54	5,37
18	3,04	6,27	2,93	5,93	2,86	5,73
20	3,44	6,71	3,31	6,35	3,23	6,12
	l/b = 1,6		l/b = 1,8		l/b = 2	
0	1,00	3,27	1,00	3,23	1,00	3,21
2	1,12	3,46	1,12	3,42	1,12	3,39
4	1,26	3,66	1,25	3,62	1,25	3,59
6	1,41	3,88	1,40	3,83	1,40	3,80
8	1,58	4,12	1,57	4,06	1,57	4,03
10		1,77	4,37	1,76	4,31	4,27
12	1,99	4,64	1,97	4,58	1,96	4,53
14	2,23	4,94	2,21	4,87	2,20	4,82
16	2,51	5,25	2,48	5,18	2,47	5,13
18	2,82	5,61	2,80	5,53	2,78	5,46
20	3,18	5,98	3,15	5,92	3,12	5,83

$h_{сл}$ = 1b						
	l/b = 1		l/b = 1,2		l/b = 1,4	
0	1,00	6,41	1,00	4,26	1,00	5,21
2	1,23	6,68	1,16	4,46	1,19	5,43
4	1,49	6,96	1,33	4,67	1,40	5,66
6	1,76	7,25	1,51	4,89	1,62	5,90
8	2,06	7,57	1,72	5,13	1,86	6,15
10	2,39	7,90	1,95	5,38	2,13	6,42
12	2,75	8,26	2,20	5,66	2,43	6,71
14	3,15	8,64	2,49	5,96	2,75	7,02
16	3,59	9,04	2,81	6,30	3,11	7,36
18	4,08	9,49	3,16	6,66	3,51	7,71
20	4,63	9,96	3,57	7,07	3,95	8,10
	***l/b* = 1,6**		***l/b* = 1,8**		***l/b* = 2**	
0	1,00	4,89	1,00	4,66	1,00	4,49
2	1,18	5,09	1,17	4,45	1,16	4,67
4	1,37	5,30	1,35	5,05	1,34	4,87
6	1,58	5,53	1,55	5,27	1,53	5,08
8	1,81	5,77	1,77	5,49	1,74	5,30
10	2,06	6,02	2,01	5,74	1,98	5,53
12	2,34	6,29	2,27	6,00	2,23	5,78
14	2,64	6,58	2,56	6,27	2,51	6,05
16	2,98	6,90	2,88	6,57	2,82	6,34
18	3,35	7,23	3,24	6,89	3,16	6,64
20	3,77	7,60	3,63	7,24	3,54	6,98

Таблица 4

Коэффициенты M_γ, M_q, M_c для определения R_z оснований прямоугольных фундаментов при z = 0,25b

Угол внутреннего трения, град	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c	M_γ	M_q	M_c
	l/b = 1,0			l/b = 1,2			l/b = 1,4		
$h_{сл}$ = 0,5b									
0	0,00	1,00	4,68	0,00	1,00	4,26	0,00	1,00	4,00
4	0,09	1,36	5,12	0,08	1,33	4,67	0,08	1,31	4,38
8	0,20	1,79	5,62	0,18	1,72	5,13	0,17	1,68	4,81
12	0,33	2,32	6,21	0,30	2,20	5,66	0,28	2,13	5,32
16	0,49	2,98	6,90	0,45	2,81	6,30	0,42	2,70	5,92
20	0,70	3,82	7,75	0,64	3,57	7,07	0,60	3,42	6,64
$h_{сл}$ = 1b									
0	0,00	1,00	8,72	0,00	1,00	7,61	0,00	1,00	6,85
4	0,16	1,66	9,43	0,14	1,57	8,22	0,13	1,52	7,40
8	0,36	2,43	10,20	0,31	2,25	8,40	0,28	2,13	8,01
12	0,59	3,35	11,07	0,51	3,05	9,65	0,46	2,85	8,69
16	0,86	4,45	12,04	0,75	4,01	10,50	0,68	3,71	9,46
20	1,20	5,79	13,15	1,04	5,17	11,47	0,94	4,76	10,33

$h_{сл} = 2b$									
0	0,00	1,00	23,33	0,00	1,00	19,76	0,00	1,00	17,27
4	0,44	2,75	25,08	0,37	2,49	21,25	0,32	2,30	18,56
8	0,95	4,79	26,97	0,80	4,21	22,85	0,70	3,81	19,97
12	1,54	7,18	29,05	1,31	6,23	24,61	1,14	5,57	21,50
16	2,25	9,99	31,34	1,90	8,61	26,55	1,66	7,65	23,20
20	3,08	13,33	33,88	2,61	11,45	28,71	2,28	10,13	25,08

Литература

1. Пилягин, А.В. К вопросу определения расчетного сопротивления оснований со слабым подстилающим слоем / А.В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1997.- № 6. – С. 7-9.

2. Егоров, К.Е. Распределение напряжений в основании жесткого ленточного фундамента / К.Е. Егоров // Вопросы расчета оснований и фундаментов: Труды лаборатории оснований и фундаментов. – М. – Л. – 1983. – Сб. № 9 – С. 29-48.

3. Короткин В.Г. Объёмная задача для упруго-изотропного полупространства / В.Г. Короткин. – Л.: Энергоиздат, 1938. С. 52-85.

Ключевые слова: осадка, фундамент, расчетное сопротивление, гибкий, жесткий, слабый слой грунта.

Keywords: deformaion, the foundation, the calculated resistance, flexcible, tough, weak layer of soil.

Пилягин Алексей Васильевич, доктор технических наук, профессор. Чебоксарский политехнический институт (филиал) ФГБОУ ВПО «Московский государственный машиностроительный университет» (МАМИ), г. Чебоксары, e-mail: pilyagin.alexei@yandex.ru

Pilyagin Alexey Vasilyevich. Doctor of Engineering, professor, Cheboksary Politechnical institute (branch) of Moscov stat machine-building university (MAMI), Cheboksary..

Для цитирования:

Пилягин А.В. Совершенствование методики проектирования фундаментов зданий и сооружений в грунтах со слабым подстилающим слоем / А.В. Пилягин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 375 – 382.

Citation:

Pilyagin A.V. Improved methodology for the design of foundations of buildings and structures in soils with weak inderbying layer / A. V. Pilyagin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 375 - 382.

УДК 692.113: 550.83

ГЕОЭЛЕКТРИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФАКТОРОВ ОПОЛЗНЕОБРАЗОВАНИЯ В ОТКОСАХ ГРУНТОВОЙ НАСЫПИ

Ю.С. Погорелов, С.В. Сергеев
Белгородский государственный университет, г. Белгород, Россия

Аннотация

Изложена методика геофизического электропрофилирования «методом сопротивлений», позволившая установить основные факторы оползнеобразования в откосе линейной грунтовой насыпи, путем изучения сохранившегося откоса: локальную неоднородность верхнего слоя, ослабляющую сцепление грунта, и глубинный водосбор, вызывающий скольжение тела оползня. Полученные результаты могут эффективно использоваться для оперативного контроля качества сооружения грунтовых насыпей.

GEOELECTRIC RESEARCHES OF FACTORS OF FORMATION (EDUCATION) OF THE LANDSLIP IN SLOPES OF THE EARTH EMBANKMENT

Abstract

The technique of geophysical electroprofiling is stated to «a method of resistance», allowed to establish major factors of formation(education) of a landslip in a slope of a linear earth embankment, by studying the kept slope: the local heterogeneity of the top layer weakening coupling of a ground, and the deep reservoir causing sliding of a body of a landslip. The received results can effectively be used for operative quality assurance of a construction of earth embankments.

Геофизические исследования выполнены в составе инженерно-геологических изысканий, осуществлявшихся Центром прикладной геологии и мониторинга геологической среды БелГУ для обоснования рабочего проекта капитального ремонта подъездных железнодорожных путей к территории одного из промышленных предприятий города Орел.

Средняя высота исследованной насыпи (рис. 1) составляет около 10 м, ширина – около 60 м, угол откосов достигает 22°. Визуально насыпь состоит, в основном, из глинистых грунтов с включением почвы, дресвы, щебня и глыб известняка.

Северный откос насыпи осложнен пятью оползневыми участками шириной от 10 до 70 м, причем наиболее интенсивно – в западной части насыпи, где наблюдается разрушение железнодорожного полотна. На восточной, наименее разрушенной части насыпи, в настоящее время функционирует внутренняя железная дорога предприятия.

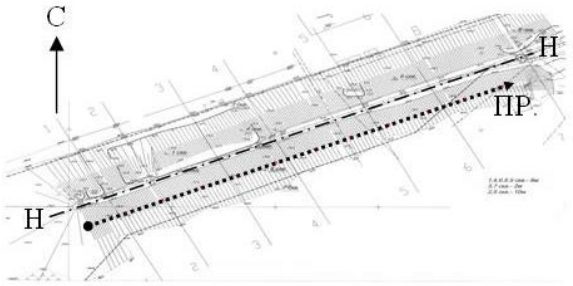


Рис. 1. Положение насыпи Н-Н и геофизического профиля ПР (в плане)

По строительной технологии отсыпка грунта в тело линейной насыпи производится последовательно по ее оси, что приводит к горизонтально-осевой симметрии сложения массива насыпи относительно ее вертикальной продольно-осевой плоскости. Поэтому основные черты строения нарушенного откоса, существовавшие в нем до начала процесса оползнеобразования и спровоцировавшие

этот процесс, можно определить, изучая сохранившийся откос, и таким образом выяснить основные факторы оползнеобразования на нарушенном откосе, а также эффективность применения для их выявления геофизических методов.

Инженерно-геологические условия в массиве насыпи в существенной мере опредаляются литологическим составом слагающих ее грунтов. По нашему мнению, наиболее приемлемым геофизическим методом для изучения литологического состава грунтов на объектах промышленной зоны является широко применяемая модификация электрического метода инженерной геофизики, обычно называемая «методом сопротивлений», данные которой не подвержены искажениям от наземных объектов (в отличие от георадарного метода) и от акустических шумов (в отличие от сейсмического метода), и, в значительно меньшей мере, чем в индукционной модификации электрического метода – от приповерхностных металлических предметов (рельсов и кабелей).

Измерения выполнены на продольном профиле, проходящем по средней части ненарушенного южного склона насыпи на всем ее протяжении (см. рис. 1).

Для обеспечения компактности измерительной установки и примерно одинаковой ее чувствительности к различным типам неоднородности грунтов использовался дипольный вариант электропрофилирования (ДЭП). Прямолинейно-осевое расположение электродов в этой установке определяет также ее повышенную чувствительность к цилиндрически-слоистым неоднородностям массива, по своей форме подобным поверхностям скольжения оползней при расположении разведочного профиля поперек склона насыпи (рис. 2).

С целью дифференциации геоэлектрического разреза по глубине исследования, измерения проведены на двух разносах - 10 и 20 м. Для весьма благоприятного геоэлектрического разреза на данном участке работ (отсутствие проводящих и непроводящих электрических экранов) указанными разносами достигается изучение объемов грунта в радиусе (на глубине) примерно 4 и 8 м, соответственно.

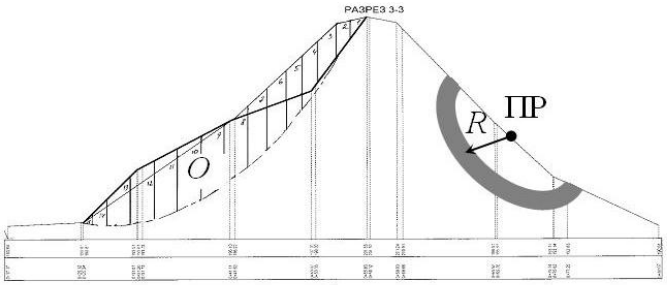


Рис. 2. Поперечный разрез насыпи с конфигурацией зоны оползнеобразования O и зоны чувствительности R измерительной установки

Работы выполнены с отечественной электроразведочной аппаратурой АНЧ-3 и специализированными переносными электродами.

Условия применения электрического метода геофизики на участке работ достаточно сложные – при измерениях отмечались интенсивные электрические помехи (от расположенной рядом ЛЭП), присутствовал также ряд факторов, затрудняющих заземление электродов (наличие крупного щебня и обломков бетонных плит в поверхностном слое и т. п.).

По первичным данным кривые электропрофилирования (рис. 3) отличаются значительной изрезанностью - по нашему мнению, это вызвано влиянием локальной неоднородности насыпных грунтов; аналитическое сглаживание (тренд) первичных данных методом скользящего среднего по 3-м точкам позволяет выделить основные особенности кривых.

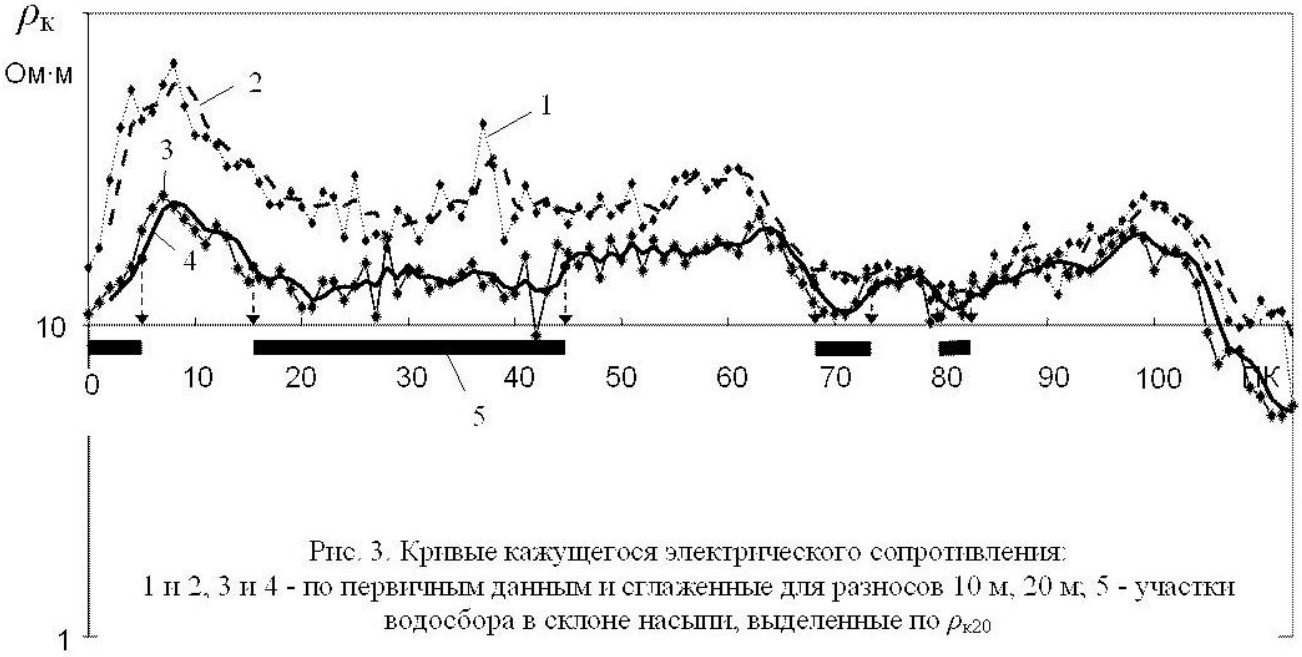


Рис. 3. Кривые кажущегося электрического сопротивления:
1 и 2, 3 и 4 - по первичным данным и сглаженные для разносов 10 м, 20 м; 5 - участки водосбора в склоне насыпи, выделенные по $\rho_{к20}$

Псевдоразрез кажущегося электрического сопротивления, отражающий основные черты изменения удельного электрического сопротивления грунтов на исследуемом участке, характеризуется заметной неоднородностью, как по горизонтали, так и с глубиной (рис. 4). При этом положение интервалов неоднородности псевдоразреза по длине насыпи примерно соответствует участкам оползнеобразования.

Значения кажущегося электрического сопротивления в разрезе варьируют в

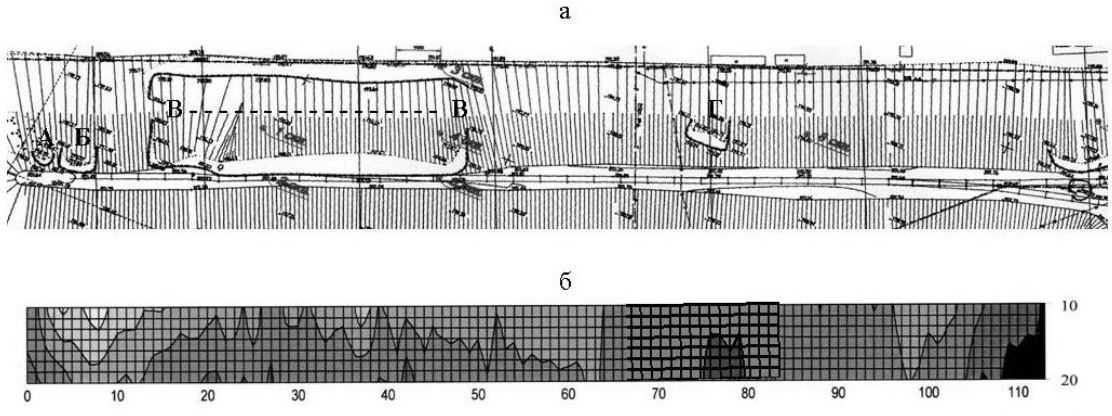


Рис. 4. Фрагмент плана нарушенной оползнеобразованием насыпи (а) в совмещении с псевдоразрезом кажущегося электрического сопротивления дипольного электропрофилирования (б):
на плане заглавными буквами обозначены интервалы оползнеобразования;
на псевдоразрезе: по горизонтали – расстояние по профилю, м, по вертикали – длина разносов измерительной установки, м; заливкой - уровень кажущегося электрического сопротивления, Омм:

пределах от 5,1 до 69,2 Ом·м.

Локальная зона наиболее высоких значений кажущегося электрического сопротивления грунта (достигающих 69,0 Ом·м), отмечается в верхней части разреза в конце насыпи (в интервале ПК 4...10,5 с эпицентрами на ПК 4 и ПК 7,5).

В интервале ПК 15...60 фиксируется обширная зона пониженных значений электрического сопротивления грунтов (до 9...10 Ом·м), приуроченная к нижней части исследуемого разреза.

В интервале ПК 64...105 (на участке функционирования железной дороги предприятия) насыпь слагают довольно однородные по электрическому сопротивлению грунты среднего уровня значений (12,5...20 Ом·м), только на отдельных интервалах этого участка насыпи отмечаются локальные электрические неоднородности: пониженного электрического сопротивления (10,8...10,2 Ом·м) в нижней части разреза в интервалах ПК 68...72 и ПК 78,5...82,5 (последняя - с выходом в верхнюю часть разреза на ПК 79 и ПК 82) и повышенного электрического сопротивления (до 25,8 Омм) в верхней части разреза в интервале ПК 96...103 (достигающая более «глубинных» участков разреза $\rho_к$ на ПК 98).

Начиная с ПК 105, происходит монотонное и существенное понижение уровня электрического сопротивления грунтов (до минимальных отмеченных значений 5,1 Ом·м), с ПК 110 что, вероятно, вызвано примыканием исследуемой насыпи к насыпи действующей железной дороги.

При инженерно-геологической интерпретации полученных данных мы исходили из того, что изучаемая насыпь сложена рыхлыми грунтами и является искусственным продолжением зоны аэрации, удельное электрическое сопротивление основных разностей рыхлых пород в которой тем выше, чем крупнее размер частиц их твердой фазы. Средние значений характерной величины удельного электрического сопротивления в зоне аэрации примерно составляют: для глин - 10 Ом·м, для суглинков – 25 Ом·м, для супесей – 40 Ом·м. Удельное электрическое сопротивление грунтов, состоящих из более крупных частиц, имеет, в целом, более высокие значения и, в свою очередь, зависит от типа вышеуказанных литологических разностей, заполняющих промежутки между этими частицами.

Для отмечающихся в изучаемой насыпи разностей литологического состава повышению удельного электрического сопротивления соответствует увеличение содержания фракции каменного (высокоомного) материала (в основном, щебня известняка) и увеличение его крупности. В несколько меньшей степени на повышении удельного электрического сопротивления грунтов сказывается разуплотнение грунта (увеличение его свободной пористости, заполненной электроизолятором-воздухом).

Понижению удельного электрического сопротивления грунтов соответствует уменьшение содержания в них крупной фракции и увеличение содержания мелкозернистой и глинистой, а также – общее уплотнение грунта.

С учетом вышеуказанных особенностей изменения удельного электрического сопротивления рыхлых грунтов, полученные геофизические данные позволяют охарактеризовать основные черты литологического состава грунтов изучаемой насыпи следующим образом:

а) в интервале ПК 4...10,5 (с эпицентрами на ПК 4 и ПК 7,5) примерно до глубины около 4 м насыпь слагают грунты с повышенным содержанием крупнообломочной и крупнозернистой фракции;

б) в интервале ПК 15...60, на глубине 4…8 м – грунты с повышенным содержанием мелкозернистой и глинистой фракций;

в) обе вышеуказанные зоны характеризуются также общим увеличением степени дисперсности твердой фазы грунтов (повышением их глинистости) с глубиной;

г) в интервале ПК 64...105 - грунты довольно однородные супесчано-суглинистого состава, в интервалах ПК 68...72 и ПК 78,5...82,5 - более глинистые на глубине 4…8 м (и на ПК 79 и ПК 82 выходящие также на глубину менее 4 м), а в интервале ПК 96...103 - менее глинистые на глубине менее 4 м (и на ПК 98 достигающие глубины 4…8 м).

Сопоставление геофизических результатов с планом рельефа насыпи на дату выполнения измерений показывает, что отмечающиеся геофизические аномалии хорошо коррелируются по длине насыпи с основными зонами оползневых разрушений:

1) две малые аномалии повышенного электрического сопротивления в верхней части разреза с эпицентрами на ПК 4 и 7,5 – с двумя малыми оползнями (А и Б),

2) обширная зона пониженного электрического сопротивления в нижней части насыпи в интервале ПК 15...60 – с зоной обширного оползнеобразования (В----В),

3) примерно на середину между двумя локальными аномалиями пониженного электрического сопротивления в интервале ПК 68...82,5, приуроченными преимущественно к нижней части разреза, приходится еще один локальный оползень (Г). («Двойственность» аномалий ДЭП характерна для локальных аномалиеобразующих объектов, устранение ее достигается разработанным нами специальным методическим приемом, результат которого представлен в указанном интервале на псевдоразрезе (см. рис. 4)).

Закономерно, что на всех участках оползнеобразования отмечается понижение электрического сопротивления грунтов с увеличением разноса измерительной установки - то есть, увеличение с глубиной содержания в грунте мелкозернистой и глинистой фракций. Поэтому при инфильтрации атмосферных осадков в грунт насыпи в верхней части ее глубинной зоны с повышенным содержанием мелкозернистого и глинистого материала происходило переувлажнение грунта и, как следствие - снижение его прочных свойств, что создавало благоприятные физические предпосылки для оползнеобразования. При этом на обращенной к северу стороне насыпи таяние снегового покрова происходило медленнее, а инфильтрация талой воды в грунт - более интенсивно (вследствие замедленного стока), чем и объясняется образование оползней только на одной северной стороне насыпи.

Следует отметить, что по характеру изменения водопроницаемости грунтов с глубиной такие участки являются водосборами, на которых над слабопроницаемыми грунтами в массиве скапливается вода, еще более понижающая электрическое сопротивление грунтов. Местонахождение таких участков в глубине склона локализуется минимумами на кривой $\rho_{к20}$ - на большем разносе 20 м (см. рис. 3). Локализация проявляется еще более отчетливо после введения линейной

поправки за неоднородность верхнего слоя насыпи: $\rho_п = \rho_{к20} \cdot \rho_{к20} / \rho_{к1}$ – интервалы минимумов на кривой $\rho_п$ при отсчете их границ от среднего уровня значений для влажных глинистых грунтов (ρ = 10 Ом·м) практически соответствует интервалам оползней (рис. 5б).

Физико-механические свойства насыпного массива зависят не только от литологического состава слагающих его грунтов, но и от его макроструктуры.

Производный параметр – вторая производная кажущегося электрического сопротивления $\rho_{к10}$ для меньшего разноса r = 10 в конечных разностях (с интервалом между точками измерений): $\rho_{к10}'' = |2\rho_{к,\ i} - \rho_{к,\ i-1} - \rho_{к,\ i+1}|$ - характеризует горизонтальную неоднородность верхней части склона насыпи, отражающую в обратной зависимости механическую связность грунтового массива и являющуюся одним из факторов оползнеобразования. Локальные максимумы на кривой $\rho_{к10}''$ также уверенно корелируются с положением зон оползнеобразования по длине насыпи (рис. 5а).

В целом, интервалы оползнеобразования приходятся на участки сочетания аномалий кривых $\rho_п$ и $\rho_{к10}''$ (рис. 5).

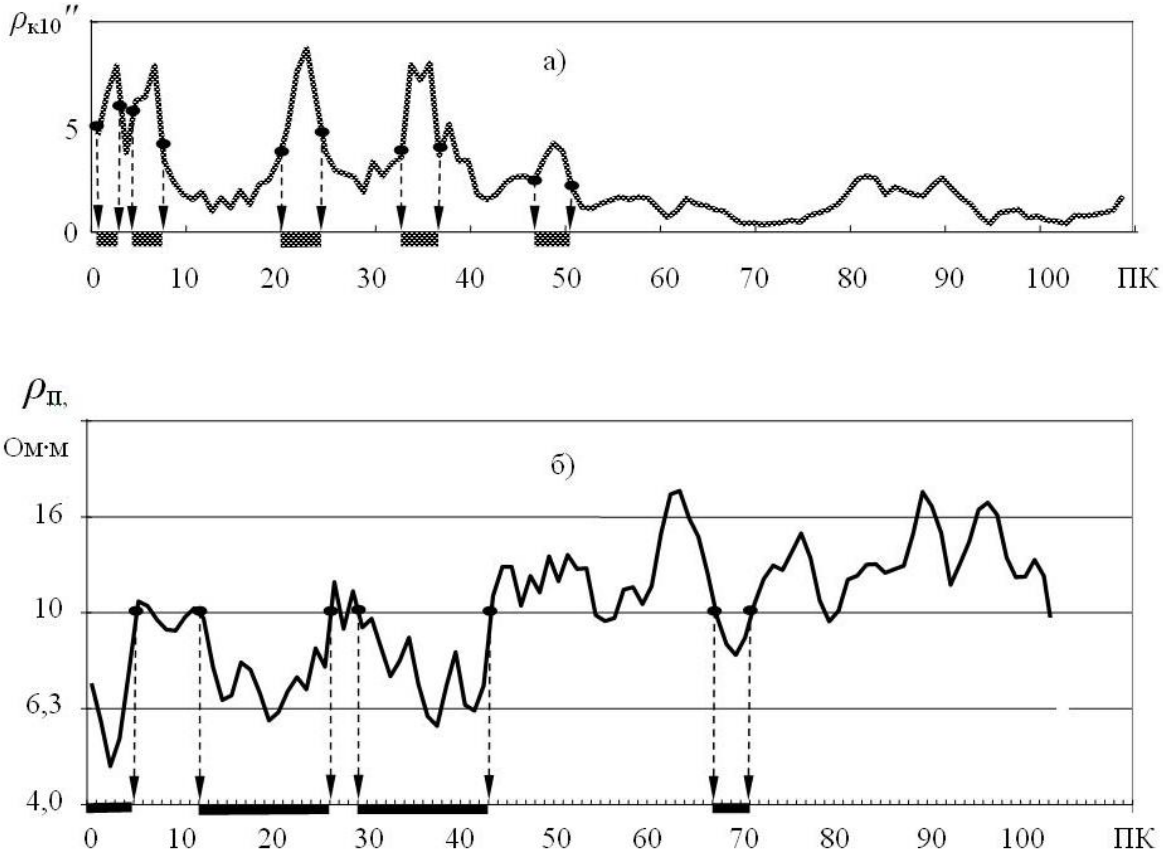


Рис. 5. Кривые производных параметров кажущегося электрического сопротивления массива насыпи

Выводы

1. Несмотря на насыпной характер сложения исследуемого разреза, в определенной мере хаотичный и сложный, по данным выполненных геофизических исследований, проведенных только по одну, ненарушенную, сторону насыпи, оказалось возможным определить, в целом, основные факторы, приведшие к оползневому разрушению насыпи и оценить эффективность их выявления электрическим методом геофизики.

2. Интервалы произошедшего оползнеобразования на исследованной насыпи уверенно кореллируются с аномалиями электропрофилирования «методом сопротивлений» на противоположном ненарушенном склоне насыпи.

3. Метод позволяет осуществлять индикацию факторов оползнеобразования в объеме грунтового массива: выявлять в верхней его части зоны горизонтальной неоднородности, локально ослабляющие сцепление грунтов массива, а в нижней части - области водосбора, вызывающие соскальзывание оползневого тела.

4. Представляется, что при своевременном проведении геофизических исследований (в процессе строительства или при завершении соответствующих строительных работ) получаемые объективные данные можно использовать для оперативного контроля качества сооружения насыпи.

Литература

1. Погорелов, Ю.С. Исследования насыпного массива железнодорожной насыпи методом кондукционного электропрофилирования / Ю.С. Погорелов, С.В.Сергеев // Тезисы докладов 6-ой международной научно-практической конференции и выставки «Инженерная и рудная геофизика-2010», М., EAGE-Geomodel LLC, ISBN 978-5-88942-082-8.

2. Погорелов, Ю.С. Применение геоэлектрического метода для диагностики оползнеобразования в откосах грунтовой насыпи / Ю.С. Погорелов, С.В. Сергеев // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы междунар. акад. чтений, Курск, 23-25 сент. 2010 г. / Курский ГУ ; отв. ред. С.И. Меркулов. – Курск, 2010. – С. 105-111.

3. Погорелов, Ю.С. Геофизические исследования состояния и свойств насыпного массива железнодорожной насыпи / Ю.С. Погорелов, С.В. Сергеев // «Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации». V общероссийская конференция. Москва: изд. ПНИИИС, 2009.

Ключевые слова: электропрофилирование, оползень, насыпь, грунт, откос, неоднородность, глубинный водосбор, контроль качества.

Keywords: electroprofiling, a landslip, an embankment, a ground, a slope, heterogeneity, a deep reservoir, quality assurance.

Погорелов Юрий Сергеевич - Белгородский государственный университет, доцент кафедры прикладной геологии и горного дела, кандидат геолого-минералогических наук, доцент; strojanalit@mail.ru

Сергеев Сергей Валентинович - Белгородский государственный университет, профессор кафедры прикладной геологии и горного дела, доктор технических наук, профессор; sergeev@bsu.edu.ru

Pogorelov Jury Sergeevich - the Belgorod state university, the senior lecturer of faculty of applied geology and mining, the candidate of geological - mineralogical sciences, the senior lecturer; strojanalit@mail.ru

Sergeev Sergey Valentinovich - the Belgorod state university, the professor of faculty of applied geology and mining, Dr.Sci.Tech., the professor; sergeev@bsu.edu.ru/

Для цитирования:

Погорелов Ю.С. Геоэлектрические исследования факторов оползнеобразования в откосах грунтовой насыпи / Ю.С. Погорелов, С.В. Сергеев // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 383 – 390.

Citation:

Pogorelov Y.S. Geoelectric researches of factors of formation (education) of the landslip in slopes of the earth embankment / Y.S. Pogorelov, S.V. Sergeyev // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.383 - 390.

УДК 624.154.1

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ, НАПРЯЖЕНИЙ В АРМИРУЮЩИХ ЭЛЕМЕНТАХ И ГРУНТЕ ОСНОВАНИЯ НА ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНЫХ ЭТАПАХ НАГРУЖЕНИЯ АРМИРОВАННОГО ГРУНТОВОГО МАССИВА

А.О. Попов, Е.О. Ильина

Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация

В статье приведены новые экспериментальные данные о несущей способности и деформации оснований фундаментов, армированных вертикальными элементами, описаны ранее неизвестные закономерности формирования напряженно-деформированного состояния грунтовых массивов, армированных вертикальными элементами. Кроме того показаны схемы распределения, и перераспределения, усилий и напряжений в армированном грунтовом основании и в вертикальных армирующих элементах. Даны предпосылки для разработки новой расчетной модели армированного грунтового основания, которая отображала бы действительное напряженно-деформированное состояние.

EXPERIMENTAL STUDIES OF THE DISTRIBUTION OF FORCES, STRESSES IN THE REINFORCING ELEMENTS AND THE FOUNDATION SOIL AT SEQUENTIAL STAGES OF LOADING OF THE REINFORCED SOIL MASS

Abstract

One of the ways to improve resistant and deformation qualities of basements is soil reinforcement that means a combination of soil and armature. Inculcation of the reinforcement elements helps to improve resistant and deformation characteristics of the soil, that means to reduce expense for elevating

the foundations. To use in practice the projecting of basements made of reinforcing soil we need to create the model intensity deformed condition of soil massive.

Увеличивающаяся из года в год стоимость зданий и земельных участков в городах РФ диктует увеличение этажности проектируемых зданий и, как следствие, нагрузок, а также формирует тенденцию к освоению ранее неугодных для строительства участков. При этом передаваемые суммарные нагрузки (с учетом собственного веса грунта) на основание в отдельных случаях могут достигать до 1,0 МПа. При высоких нагрузках или неблагоприятных инженерно-геологических условиях площадок строительства одним из способов увеличения несущей способности и уменьшения осадок оснований является вертикальное армирование грунтов в основании зданий и сооружений.

Анализ результатов имеющихся экспериментальных и теоретических исследований [1, 2] несущей способности и осадок оснований фундаментов, армированных вертикальными элементами, позволяет дать общую оценку современного состояния проблемы, которое заключается в том, что методы расчета, основанные на методах приведенного модуля и условного фундамента, не в состоянии в должной мере учитывать особенности изменения напряженно-деформированного состояния, несущей способности и деформаций армированного грунтового основания, что приводит к снижению надежности проектных решений. Для получения более точных решений по определению несущей способности и осадок армированных оснований необходимо проведение детальных и высокоточных исследований работы таких оснований.

Лабораторные исследования (рис. 1) производились на грунтах г. Казани. Грунты представляют собой пластичные супеси со следующими физико-механическими характеристиками: модуль деформации $E = 5{,}95$ МПа, угол внутреннего трения $\varphi = 20^{\circ}$, удельное сцепление $c = 4{,}5$ кПа, $I_L = 0{,}51$, $I_P = 0{,}06$. Физико-механические характеристики грунтов были определены в соответствии с ГОСТ 30416-96. Для выбора вида армирующих элементов проведены пробные экспериментальные исследования. Армирующие элементы моделировались полыми пластиковыми трубками диаметром 7,0 мм с толщиной стенки 0,1 мм и 1,0 мм со следующими значениями прочностных и деформационных характеристик прочность на сжатие модуль деформации.

На каждой ступени нагружения фиксировались значения осадок основания по показаниям индикаторов часового типа ИЧ, прогибомеров, а также напряжения и деформации в грунтовом основании и армирующих элементах. Деформации армирующих элементов определялись с помощью наклеенных по длине тензорезисторов. Напряжения и деформации грунта в различных точках армированного основания определялись датчиками давления. По окончании испытания производилась разгрузка армированного основания и послойная откопка основания. При откопке, для определения размеров уплотненной зоны, отбирались образцы грунта в различных зонах армированного основания.

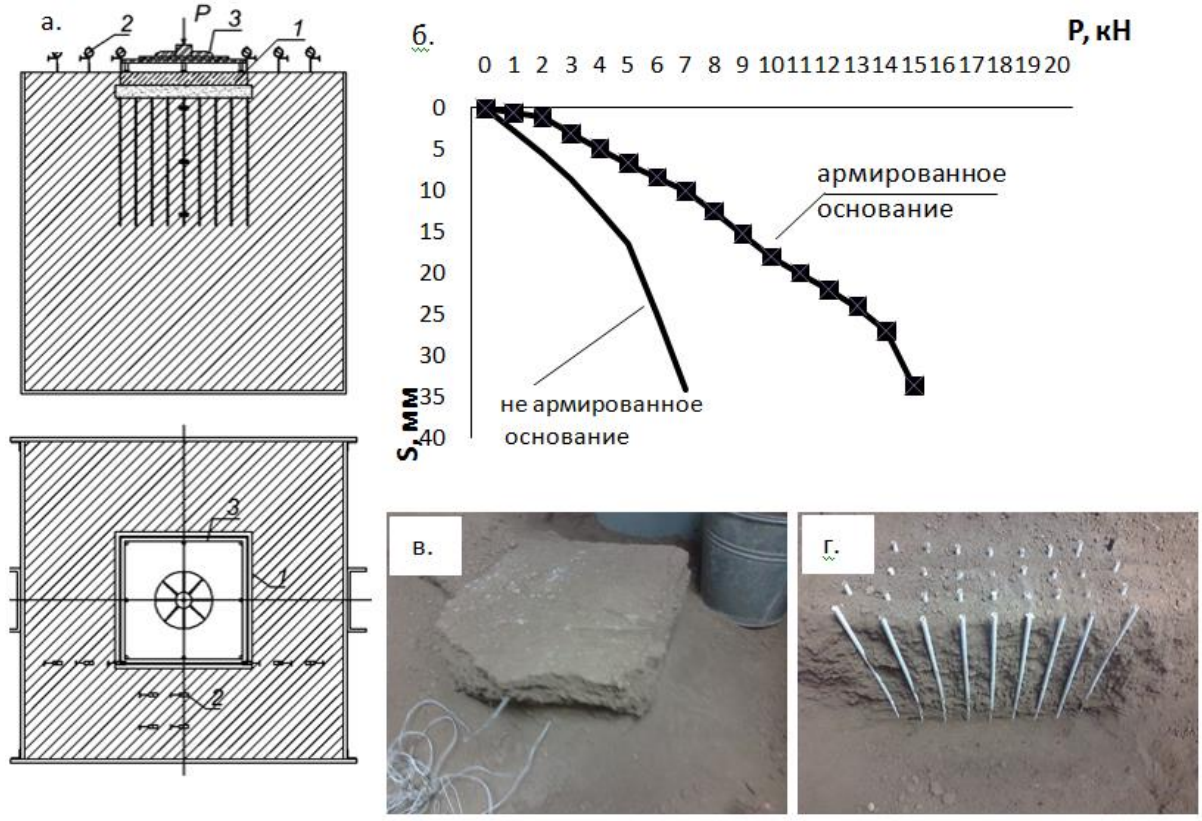


Рис.1

а – схема лабораторных испытаний; б – график зависимости осадка нагрузка; в - фотография уплотненной зоны после проведения испытания, не армированного основания; г - фотография отклонения армирующих элементов от вертикали после проведения испытания армированного основания.

По результатам лабораторных исследований построены графики зависимости между нагрузкой P и осадками S (рис. 1 б), между нагрузкой P, напряжениями в грунте $\sigma_{гр}$ и армирующими элементами σ_s, установлен характер достижения предельного состояния, а также влияние характера армирования на напряженно-деформированное состояние армированного грунтового массива (рис. 2).

Результаты проведенных исследований показывают, что армирование вертикальными элементами увеличивает несущую способность грунтового основания в 1,42 раза по сравнению с неармированным основанием. В результате проведенных исследований установлено, что вертикальное армирование грунтового основания снижает осадки основания в 1,25 – 3,15 раза в зависимости от этапа нагружения по сравнению с неармированным основанием.

В процессе испытаний изучены изменения напряженного состояния в различных точках армированного грунтового массива. Установлено, что при поэтапном повышении нагрузки происходит увеличение напряжений в армированном грунтовом массиве для всех испытанных образцов. Значения напряжений определялись в трех характерных зонах: центральной, угловой и по контуру армированного основания. В центральной зоне армированного грунтового основания максимальная величина напряжений была установлена в уровне оголовка армирующих элементов и изменялась от 19...30 кПа до 41…56 кПа в зависимости от величины нагрузки и параметров армирования. Наименьшие значения напряжений

получены в средней части по высоте массива и составляют от 3,0…14 кПа до 7…37 кПа. В уровне подошвы армированного основания значения напряжений изменяются от 13…19 кПа до 17…65 кПа. По грани армированного грунтового основания максимальные значения напряжений возникают на уровне оголовка армирующих элементов и составляют от 17…63 кПа до 35…120 кПа. Изменение напряжений по глубине массива в этой зоне происходит плавно, практически по линейному закону и минимальные значения на уровне подошвы армированного основания составляют от 10…18 кПа.

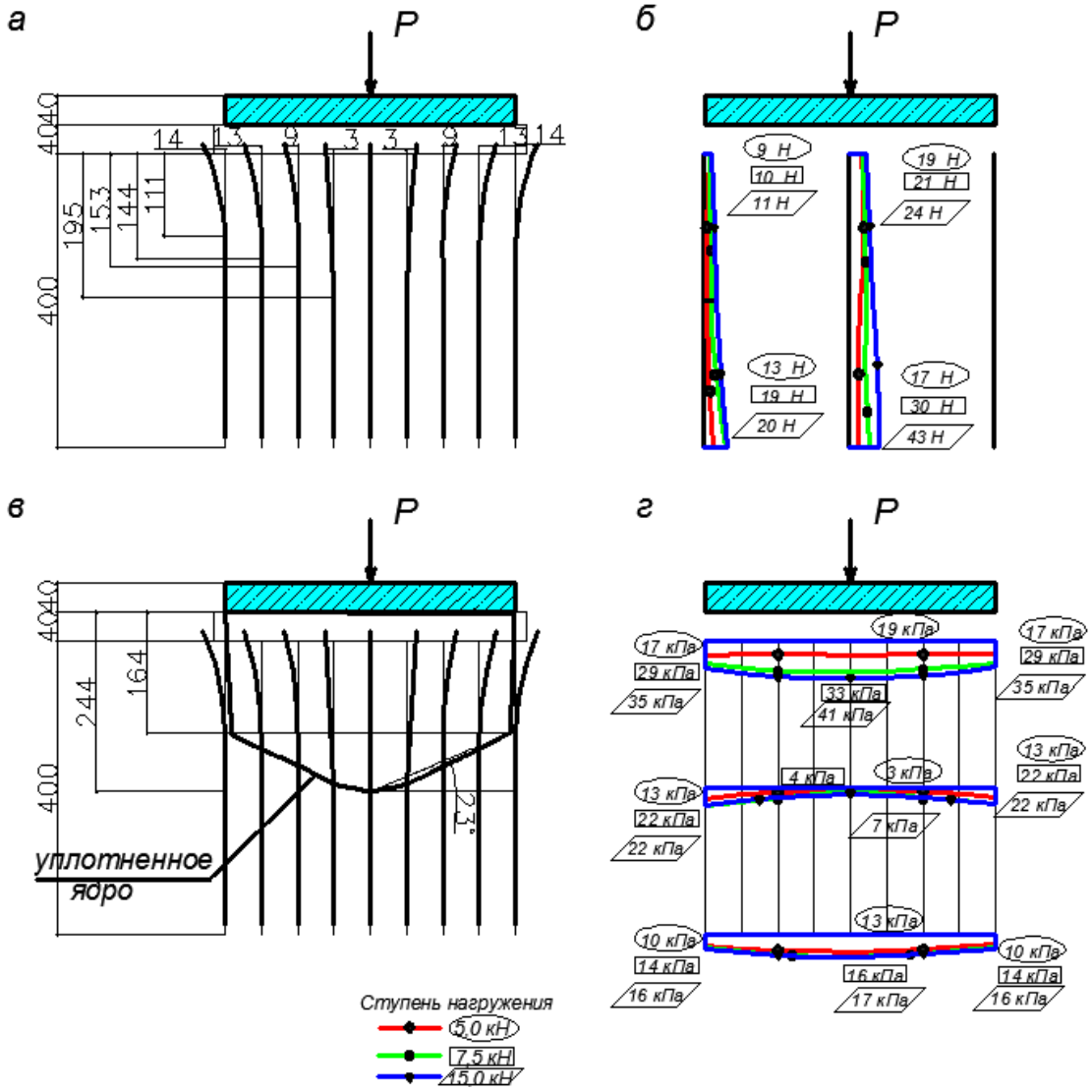


Рис. 2. Результаты испытаний образца серии 4
а – схематичное изображение уплотненного ядра; б – эпюры усилий в армирующих элементах N, Н; в – схема отклонений армирующих элементов от вертикали; г – эпюра напряжений в грунтовом массиве по глубине, кПа

В ходе проведения экспериментальных исследований были определены величины усилий по длине армирующих элементов, расположенных в средней, угловой и краевых зонах армированного основания (рис. 2 б). При испытаниях происходило увеличение сжимающих усилий в армирующих элементах, с

различной интенсивностью на протяжении испытания, наиболее интенсивный прирост усилий зафиксирован на этапе нагружения от 0 до 5,0 кН.

В армирующих элементах, расположенных в центральной зоне основания, при поэтапном увеличении нагрузки усилия в верхней и средней части элемента меняются от 19,0…51,0 Н до 24,0…59,0 Н, а в нижней зоне армирующего элемента усилия составляют от 17,0…38 Н до 43,0…77 Н. Армирующие элементы, находящиеся по контуру штампа и в угловой зоне, имеют одинаковый характер распределения сжимающих усилий по длине, при этом в верхней зоне усилия имеют меньшие значения, чем в нижней зоне. Усилия в верхней зоне составляют от 25,0…52,0 Н до 31,0…77,0 Н, в нижней зоне – от 30,0…33,0 Н до 45,0…154 Н.

Помимо осевого сжатия, армирующие элементы испытывали изгиб и получали отклонения от вертикали. Во всех испытанных образцах наибольшие горизонтальные перемещения, связанные с изгибом, наблюдались в армирующих элементах, расположенных в крайних зонах. Максимальное перемещение оголовков армирующих элементов при проведении лотковых испытаний составляли 14 мм. Отклонение армирующих элементов от вертикали связано с формированием и развитием областей сдвига при нагружении основания и давлением пластически деформированных зон грунта на крайние элементы. При проведении испытаний армированных грунтовых оснований в объемном лотке исследовался характер образования и развития уплотненных зон под подошвой штампа. Результаты испытания показали, что армирование грунтового основания изменяет размеры и геометрическую форму уплотненной зоны (рис. 3в).

Литература

1. Мирсаяпов И.Т., Попов А.О. Экспериментально-теоретические исследования работы армированных грунтовых массивов. Известия Казанского ГАСУ, 2008, №2. – С. 75-80.

2. Тер – Мартиросян З.Г., Струнин П.В. Усиление слабых грунтов в основании фундаментных плит с использованием технологии струйной цементации грунтов // Вестник МГСУ, 2010, №4. - С. 310-315.

Ключевые слова**:** армированное основание, осадка, несущая способность.

Keywords: reinforced base, displacements, bearing capacity

Попов А.О., кандидат технических наук, зав. кафедрой, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, e-mail: a.o.popov@yandex.ru

Ильина Е.О. – студент, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань

Popov A.O., candidate of technical Sciences, head. the pulpit, Kazan state University of architecture and construction, city of Kazan. E-mail: a.o.popov@yandex.ru

Ilina E.O.- student, Kazan state University of architecture and construction.

Для цитирования:
Попов А.О. Экспериментальные исследования распределения усилий напряжений в армирующих элементах и грунте основания на последовательных этапах нагружения армированного грунтового массива / А.О. Попов, Е.О. Ильина // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 390 – 395.
Citation:
Popov A.O. Experimental studies of the distribution of forces, stresses in the reinforcing elements and the Foundation soil at sequential stages of loading of the reinforced soil mass/ A.O. Popov, E.O. Ilina // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.390 - 395.

УДК 622:332.3:504

РАЗРАБОТКА КОНЦЕПЦИИ ЗЕМЛЕСБЕРЕЖЕНИЯ В УСЛОВИЯХ ГОРНЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ СЕВЕРНЫХ РЕГИОНОВ РОССИИ

Р.Г. Савенко
Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка,
г. Полтава, Украина

Аннотация
Иследования, выполненные в условиях горнодобывающих предприятий Крайнего Севера и арктических регионов России, позволили оценить современное состояние техногенных нарушений земной поверхности как экологически кризисное и экономически убыточное при существующих способах землевостановления.
Разработана концепция эффективного землесбережения в условиях открытой разработки мерзлых россыпных месторождений, обоснованы варианты технико-технологических комплексов механизации горных работ и создания экологически более чистых землесберегающих технологий Рекомендуемая технология защищена авторским свидетельством.

DEVELOPMENT OF THE CONCEPT LAND-SAVING UNDER MINING ENTERPRISES NORTHERN REGIONS OF RUSSIA

Abstract
Investigation made in the conditions of the mining enterprises of the Far North and Arctic regions of Russia, allowed us to estimate the current state of disturbances the earth's surface as an environmentally and ecologically crisis unprofitable at current methods land restoration.
The concept efektivnosti land-saving in an open development frozen placer deposits, justified options of technical and technological complexes mechanization of mining operations and the creation of cleaner technologies land-saving recommended technology is protected by patents.

Проблема эффективной охраны окружающей среды и рационального использования земельных и водных ресурсов особенно актуальна в горно-добывающих регионах северной и арктической зон России, отличающихся повышенной уязвимостью флоры и фауны в экстремальных климатических условиях, влиянием криолитозоны, низкими темпами самовосстановления нарушенной земной поверхности.

Масштаб взаимовлияния экологии и экономики особенно возрастает при освоении месторождений, приуроченых к территориям повыщеного риска природопользования. Экологически «дорогими» для горных предприятий являются тундровые и таежные ландшафты Северо-Востока России.

Применяемые на приисках золотодобывающей отрасли техника и технология разработки многолетнемерзлых россыпных месторождений (МРМ) недостаточно учитывают природоохранные требования, ориентированы на технологические процессы с массовым и интенсивным нарушением земной поверхности, что привело обширный регион страны в состояние экологического кризиса [1-3].

На землях, перспективных для сельскохозяйственного использования, размещены отвалы пород объемом свыше 1 млрд $м^3$, нарушены земли на площади свыше 300 тыс. га, из них восстановлено менее 10 % площади ; отходами технологии загрязнены нерестовые реки и водоемы.

Исследования, выполненные автором в условиях горных предприятий Колымы, Чукотки, Якутии и Сибири с использованием данных мировой практики в северных регионах США и Канады, а также результатов исследований других ученых по проблеме создания ресурсосберегающих технологий (Е.И. Богданова, С.М. Шорохова, В.В. Ржевского, В.И. Емельянова, А.Ю. Дриженко, А.М. Михайлова, И.М. Папернова и др.) позволили оценить современное состояние техногенных нарушений земной поверхности в регионе и обосновать предложения по созданию экологически более чистых землесберегающих технологий разработки МРМ.

Установлено, что площадь земной поверхности, нарушаемая в горном отводе при производстве горных работ, изменяется по линейной зависимости как функция параметров технологии вскрышных, добычных и промывочных работ и составляет в среднем в расчете на 1 млн $м^3$ добываемых песков (на условную 1 т металла при содержании его в песках 1 г / $м^3$) от 223 до 316 га для разных способов производства работ и применяемых средств механизации. Сюда входят 68-73 га земной поверхности, нарушаемые технологией промывочных работ (при мощности торфов 12-30 м, песков 2 м).

При подземной разработке (глубиной до 30-40 метров) нарушается на 1 млн $м^3$ песков 90-104 га в условиях таежной зоны Севера и 110-130 га в тундровой зоне Арктики.

При повторной разработке техногенных образований (россыпей) происходит дополнительное нарушение земной поверхности, особенно значительное при повторной разработке открытым способом потерь песков подземных горных работ.

Анализ показал, что до 90% нарушенной открытыми горными работами земельной площади горного отвода приходится на этап первичной разработки россыпи, из них 60-80% занимает площадь на бортах карьеров, где размещаются отвалы вскрышных пород и хвостов промывки.

Выработанное пространство для размещения отвалов торфов и промытых песков зачастую используется бессистемно, без учета перспективы повторной разработки и рекультивации земель.

Анализом аэрофотоснимков земной поверхности, карт и планов горных работ ряда приисков Северо-востока, включая арктическое побережье, установлено состояние

земной поверхности и почво-растительного слои при производстве открытых и подземных работ, а также соотношения площадей нарушенных и восстановленных земель с учетом этапности разработки россыпей.

При этом технологическим процессам земленарушения и землевосстановления соответствуют свои структуры комплексной механизации, различный уровень затрат ресурсов и в результате достигается разная степень землесбережения применяемых технологических решений [3].

Для оценки соотношений площадей нарушаемых и восстанавливаемых земель разработаны новые критерии и показатели, характеризующие эколого-экономическую эффективность различных вариантов техники и технологии, а также состояние землесбережения в регионе: показатель баланса землепользования предприятия, комплексный коэффициент земленарушения и др.

С учетом изложенных положений разработана концепция землесбережения в условиях северной и арктической зон России: эколого-экономическая землесберегающая эффективность природоохранной работы при разработке МРМ может быть повышена за счет технических и технологических решений, обеспечивающих приоритет сохранения природного состояния земной поверхности на этапе первичной разработки россыпей, максимального использования выработанного пространства для системного раздельного складирования отвалов торфов и хвостов промывки песков с формированием техногенных россыпей для повторной разработки, а также применения лесотехнической и ландшафтоулучшающей рекультивации на этапе заключительной разработки (отработки) месторождений.

При этом процессы земленарушения, землевосстановления и землеулучшения рассматриваются в едином комплексе горнотехнических работ на площади горного отвода предприятия с оптимизацией параметров техники и технологии по эколого-экономическим критериям.

В соответствии с концепцией землесберегающая технология открытой разработки МРМ должна базироваться на комплексе технических и технологических решений, включающих: технологию сезонной или круглогодовой интенсивной разработки пласта песков с концентрацией песков на складах, внутреннее отвалообразование с раздельным системным размещением вскрышных пород и хвостов обогащения и созданием техногенных россыпей установленных параметров для повторной разработки.

Обоснованы и систематизированы перспективные варианты технологии работ, которые базируются на существующих видах горного оборудования. Основным элементом землесберегающей технологии при первичной разработке россыпей является системно создаваемое и погашаемое выработанное пространство; процессы и оптимальные параметры его образования (с нарушением земной поверхности) и погашением должны выполняться непрерывно-последовательно вскрышными и добычными заходками [3].

Заключительный этап отработки россыпи отличается введением в общую технологию работ процесса восстановления земной поверхности и почво-растительного слоя.

При этом до 85% площади нарушенных и менее ценных земель в таежно-тундровой зоне Северо-востока и Арктики (по данным исследований И.М. Папернова) могут быть ускоренно восстановлены менее трудоемкими способами: ландшафтным планированием в процессе размещения вскрышных пород и лесотехнической рекультивацией с самозарастанием земной поверхности.

Разработан ряд аналитических зависимостей для расчета оптимальных параметров карьеров, полигонов, хвостохранилищ и отвалов торфов на разных этапах производства работ по рекомендуемой технологии. Для автоматизации проектных расчетов предложены экономико-математические модели, алгоритмы и методика оптимизации.

Расчетная эколого-экономическая эффективность концепции составляет:

– снижение потребности предприятия в нарушении земной поверхности в 1,8 - 2 раза;

– экономию финансовых и трудовых ресурсов до 12 - 18%.

Землесберегающая технология защищена авторским свидетельством.

Вывод. В условиях развития в России рыночных отношений, для которых характерны высокие цены на арендуемые земельные площади, штрафы за нанесенный природе ущерб, возрастающие требования общества к сохранению природных богатств для будущих поколений и с учетом положительного опыта природоохранной работы в северных регионах США, Канады в третьем тысячелетии нет альтернативы применению в горнодобывающей отрасли Северных и Арктических регионов мира экологически более чистых землесберегающих технологий.

Литература

1. Якубович, А.Н. Управление экологическим состоянием горнопромышленых территорий Крайнего Северо-востока России / А.Н. Якубович. – Горный журнал. – 2009. – № 2.

2. Браун, Дж. Нарушение поверхности и ее защита при освоении Севера / Дж. Браун, Н.А. Граве. – Новосибирск: Наука, 1981.

3. Емельянов, В.И. Совершенствование технологии добычных работ при разработке многолетнемерзлых россыпей с повышенной глубиной залегания пласта песков / В.И. Емельянов, Р.Г. Савенко. – Магадан: ВНИИ-1, 1980.

Ключевые слова: Арктический регион, разработка россыпных месторождений, землесберегающая технология, землевостановление, экологически эфективные варианты.

Keywords: The Arctic region, the development of placer deposits, land-saving technology, land restoration, environmentally effectiveness options.

Савенко Руслан Григорьевич, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой экономической кибернетики Полтавского Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка; служ. адрес: ПолтНТУ, Первомайский пр-т, 24, г. Полтава, 36011, Украина.

R. Savenko, Prof., DrSc., Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuka, Ukraine

Для цитирования:
Савенко Р.Г. Разработка концепции землесбережения в условиях горных предприятий северных регионов России / Р.Г. Савенко // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 395 – 399.
Citation:
Savenko R. G. Development of the concept land-saving under mining enterprises northern regions of Russia / R. G. Savenko // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 395 - 399.

УДК 69.058

ОПЫТ ГЕОТЕХНИЧЕСКОГО СОПРОВОЖДЕНИЯ СЛОЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

С.В. Сергеев
Белгородский государственный национальный исследовательский университет, г. Белгород, Россия
В.В. Сенюшкин
Госстройнадзор Орловской обл., г. Орёл, Россия

Аннотация
Приводится методика наблюдений за напряженно-деформированным состоянием системы «Надземные конструкции-фундамент-основание».
Методика апробирована в инженерно-геологических условиях строительства зданий с монолитным каркасом на фундаментной плите.

EXPERIENCE OF GEOTECHNICAL MAINTENANCE OF DIFFICULT CONSTRUCTION

Abstract
The technique of supervision over the intense deformed condition of "Elevated Designs-bases-bases" system is given in the report.
The technique is approved in engineering-geological conditions of construction of buildings with a monolithic framework on a base plate.

Недостаточная изученность работы системы «здание-фундамент-основание», не позволяет разработать эффективные методы расчетов. Поэтому в зданиях и сооружениях могут возникать деформации, которые в дальнейшем невозможно устранить или их устранение по стоимости сопоставимо с новым строительством.

Нами была разработана программа наблюдений за системой, в основу которой положен один из основных принципов проектирования - учет совместной работы надземных конструкций и основания. То есть измерениями были охвачены: деформации и перемещения горизонтальных и вертикальных несущих конструкций, усилия, возникающие в фундаменте и деформации основания.

Программа была апробирована в г. Орле и применялась также в г. Белгороде при возведении 6 этажного торгово-офисного центра "Славянский" с монолитным каркасом на фундаментной плите и 12 этажного жилого дома с безригельным каркасом на свайных фундаментах по ул. Гостёнской /1, 2/.

Для определения усилий в нижней зоне фундаментной плиты были применены струнные арматурные датчики усилий ПСАС-28. Снятие показаний с датчиков осуществляется при помощи портативного цифрового преобразователя ПЦП-1. Наблюдения за осадками колонн и фундаментной плиты велись нивелировкой 1 класса. Для наблюдения за деформациями в колоннах по мере возведения здания использовался механический тензометр конструкции ЦНИИС.

Первым объектом, на котором были проведены наблюдения стал 13-этажный жилой дом по ул. Красноармейская в г. Орле. Это железобетонное здание с рамным монолитным каркасом и плитным фундаментом, запроектирован в виде 2-х объемов, вписанных друг в друга, смещенных в осях А-И на 13200 мм. Габариты здания в плане 48,0х46,8 м. Отметка подошвы фундамента - 4,800 м, отметка верха здания +51,350 м, высота здания составляет 56,15 м, высота подвала - 3,3 м, первого этажа - 3,9 м, типового этажа - 3,6 м, технического этажа - 3,5 м.

При возведении фундаментной плиты жилого дома для наблюдения за усилиями в арматуре фундаментной плиты в нижнюю зону фундаментной плиты было установлено 4 датчика ПСАС-28 с паспортными номерами № 85, № 124, № 128 и № 710 (рис. 1).

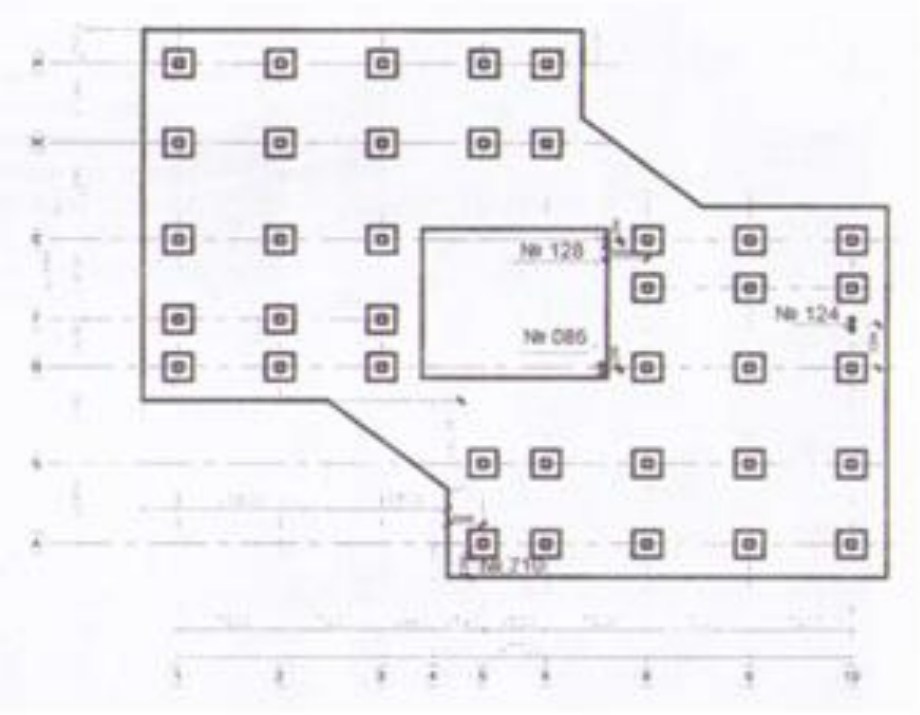


Рисунок 1 - Места установки датчиков в фундаментную плиту.

Для наблюдения за осадками плиты на каждой колонне были оборудованы репера. Наблюдения за деформациями колонн здания на высоте около 1,5 м от пола подвала были оборудованы маяки. Точность измерения абсолютных продольных деформаций составила 0,01 мм на базе 300 мм.

Струнные преобразователи ПСАС-28 позволили определить растягивающие и зарегистрировать сжимающие силы в арматуре нижней зоны плитного фундамента.

В таблице 1 приведены усилия, возникшие в арматуре нижнего слоя фундаментной плиты.

Таблица 1

		Номер датчиков			
Дата	№ сут.	128	085	710	124
		Усилия, кН			
1	2	3	4	5	б
28.07.2003	0	0	0	0	0
28.08.2003	31	<0	<0	5,84	0,91
25.09.2003	59	0	0	8,54	4,70
15.11.2003	110	5,65	18,38	9,04	5,41
25.11.2003	120	8,04	21,65	11,62	6,35
10.01.2004	166	11,83	27,09	14,84	6,46
21.01.2004	177	12,49	28,73	14,84	6,46
14.02.2004	201	19,29	29,85	16,22	6,46
07.03.2004	223	21,31	30,42	17,63	6.15
15.06.2004	344	28,10	27,80	19,06	6,62
28.11.2004	510	29,84	17,80	15,1 1	2,76
5.04.2005	639	38,93	21,65	17,91	5.21

На графике (рис. 2) показаны основные периоды изменения усилий в арматурах плиты. Первый период длился примерно 86 суток. Это время возведения каркаса на отметке ниже нуля и замоноличивание каркаса 1...3 этажей. Второму периоду соответствует возведение каркаса 4...7 этажей при одновременном ведении кладки стен и перегородок 1-3 этажей. Продолжительность составляет около 80 суток. На третьем этапе после перерыва, вызванного отсутствием документации (около 30 суток), возобновилось возведение каркаса 8... 13 этажей. Во время четвертого периода основные монтажные работы были закончены (в основном кладка стен и перегородок). Во время пятого периода проводилась отделка, а также велись сантехнические и электромонтажные работы.

На приведенных графиках в первом периоде наблюдений датчики № 085 и № 128 показали отрицательные напряжения в арматуре (сжатие), что не было предусмотрено расчетом. Продолжительность нахождения в данном диапазоне (60 суток) соответствует возведению трех этажей здания. Во время пятого этапа произошло некоторое снижение усилий в датчиках. Датчики № 710 и № 124 показали рост растягивающих напряжений в арматуре с первых дней возведения конструкций.

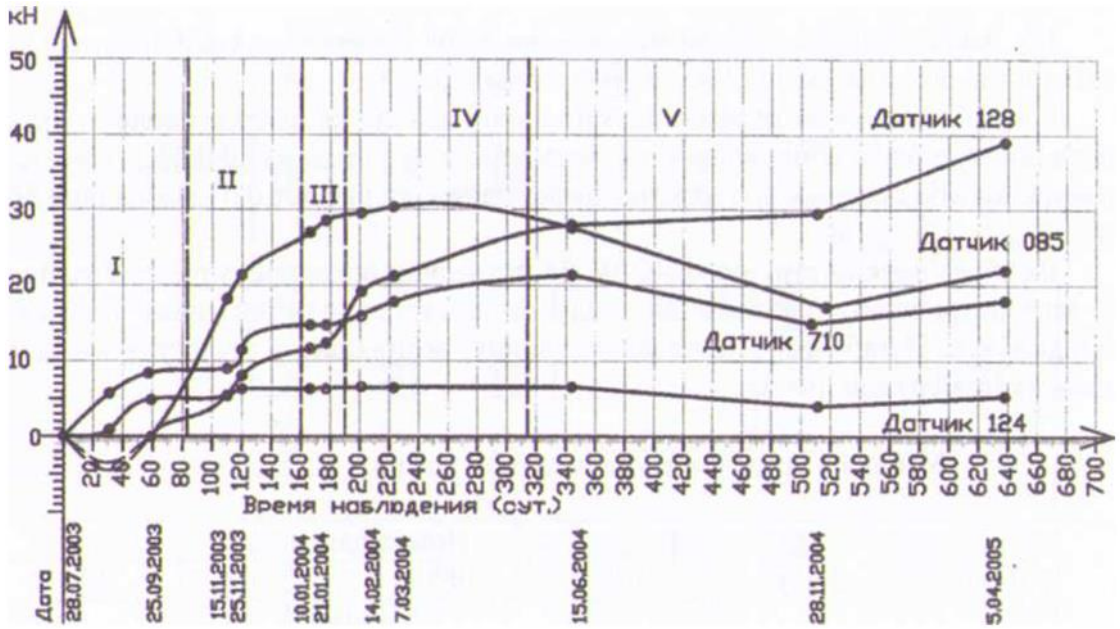


Рисунок 2 - Усилия в арматуре фундаментной плиты по датчикам ПСАС-28

Возникший эффект самонапряжения арматуры повлекший за собой появление отрицательных усилий в арматуре начался сразу после начала твердения бетона. Это произошло за счет того, что в процессе твердения бетон дал усадку, так как конструкция фундаментной плиты протяженная по длине, а бетонирование осуществлялось без деформационных швов. В датчиках №710 и №124, расположенных по краям плиты, этого не произошло, и рост напряжений начался при возрастании нагрузки.

В табл. 2 приведены результаты сравнения экспериментальных и численных исследований осадок фундаментной плиты в районе колонн.

Таблица 2

№ точки (№ колонны)	Расчетные осадки основания (мм)	Экспериментально полученные осадки основания (мм)	$\Delta_r - \Delta_p$ (мм)	$\frac{\Delta_r - \Delta_p}{\Delta_r} \cdot 100\%$ (%)
1	2	3	4	5
1	18,663	53,0	34,337	65
2	21,302	53,0	31,698	60
3	21,577	53,0	31,423	59
4	19,665	53,0	33,335	63
5	15,453	53,0	37,547	71
6	19,352	52,5	33,148	63
7	23,121	53,0	29,879	56
8	24,262	53,0	28,738	54
9	24,618	53,0	28,382	54
10	21,484	53,5	32,016	60
11	27,382	53,0	25,618	48
12	29,981	53,5	23,519	44
13	27,909	53,5	25,591	48
14	24,159	54,0	29,841	55

15	20,405	54,0	33,595	62
10	19,690	53,0	33,31	63
17	25,372	53,0	27,628	52
18	23,430	53,5	30,07	56
19	17,230	53,5	36,27	68
20	34,258	53,5	19,242	36
21	38,796	53,0	14,204	27
22	40,114	53,0	12,886	24
23	37,439	53,0	15,561	29
24	31,880	53,0	21,12	40
25	36,689	53,0	16,311	31
26	41,754	53,0	11,246	21
27	43,083	53,0	9,917	19
28	41,646	53,0	11,354	21
29	36,673	53,0	16,327	31
30	35,971	53.0	17,029	32
31	41,939	53,0	11,061	21
32	43,899	53,0	9,101	17
33	42,251	53,5	11,249	21
34	37,953	53,5	15,547	29
35	35,592	53,5	17,908	33
36	40,094	53,0	12,906	24
37	33,932	53,5	19,568	37
38	30,222	53,5	23,278	44

Анализ полученных данных позволяет сделать вывод, что плитный фундамент по результатам численного исследования должен работать как гибкий. Однако при проведении натурного эксперимента было установлено, что фундаментная плита работает как жесткая, даже несмотря на различные грунтовые условия под плитой. Также было зафиксировано, что величина расчетных деформаций в среднем на 45% меньше полученных экспериментально. Это объясняется тем, что определенные деформационных характеристик грунтов проводились на компрессионных приборах, которые не позволяли учитывать объёмное напряженное состояние грунтов основания.

В табл. 3 представлено сравнение расчетных и экспериментальных показателей деформирования колонн.

Таблица 3

№ точки (№ колонны)	абсолютные расчетные деформации колонн, (мм)	Экспериментальны е абсолютные деформации колонн, (мм)	$\Delta_r - \Delta_p$ (мм)	$\frac{\Delta_r - \Delta_p}{\Delta_r} \cdot 100\%$ (%)
1	2	3	4	5
1	0,16	0,3	0,14	47,0
3	0.2	0,25	0,05	20,0
5	0,21	0,32	0,11	34,0
7	0,16	0,22	0,06	27,0
9	0,16	0,22	0,06	27,0
11	0,11	0,19	0,08	42,0
13	0,1	0,31	0,21	68,0

19	0,2	0,25	0,05	20,0
21	0,17	-	-	-
23	0,09	0,15	0,06	40,0
25	0,15	0,28	0,13	46,0
27	0,12	0,19	0,04	33,0
29	0,19	0,3	0,11	37,0
31	0,2	0,23	0,03	13,0
33	0,18	0,25	0,07	28,0
35	0,11	0,39	0,28	72,0
37	0,15	0,21	0,06	29,0

Как видно из таблицы, расхождение между расчетными и экспериментальными данными находятся в пределах от 20 % до 60 %.

В табл. 4 приведены результаты сравнения расчетных и экспериментальных показателей напряжений в колоннах. Напряжения, полученные в ходе проведения эксперимента, в среднем составляют 33 МПа, что в 2 раза выше расчетных 12 МПа.

Сравнение расчетных значений усилий с измеренными в арматуре фундаментной плиты приведены в табл. 4.

Таблица 4

№ точки (№ колонны)	Расчетные напряжение в колонне, МПа*10"[2]	Экспериментально-расчетные напряжение в колонне, МПа* 10'[2]	$\Delta_r - \Delta_p$ (мм)	$\frac{\Delta_r - \Delta_p}{\Delta_r} \cdot 100\%$ (%)
1	2	3	4	5
1	0,105	0,3	0,195	65,0
3	0,155	0,25	0,095	38,0
5	0,097	0,32	0,223	70,0
7	0,149	0,22	0,071	32,0
9	0,111	0,22	0,109	50,0
11	0,113	0,19	0,077	41,0
13	0,110	0,31	0,2	65,0
15	0,146	0,25	0,104	42,0
17	0,114	-	-	-
19	0,101	0,15	0,049	33,0
21	0,101	0,28	0,179	64,0
23	0,136	0,19	0,054	28,0
25	0,130	0,30	0,17	57,0
27	0,149	0,23	0,081	35,0
29	0,124	0,25	0,126	50,0
31	0,172	0,39	0,218	56,0
33	0,143	0,21	0,067	32,0
35	0,101	0,2	0,099	50,0
37	0,112	0,24	0,128	53,0

Таблица 5

Сравнение расчетных и экспериментальных усилий
в арматуре фундаментной плиты

№ датчика	Расчетное усилие, (кН)	Экспериментально полученное усилие, (кН)	$\Delta_r - \Delta_p$ (кН)	$\frac{\Delta_r - \Delta_p}{\Delta_r} \cdot 100\%$ (%)
128	45,3	38,93	6,37	14,7
085	54,7	21,65	33,05	60
710	18,71	17,91	0,8	4,5
124	5,55	5,21	0,34	6,5

Из таблицы 5 видно, что фактические усилия в датчиках расположенных под ядром жесткости (№ 128, № 085) получились на 14,7 и 60 % больше расчетного, а в датчиках расположенным по краям фундамента (№ 710, № 124) разница не превысила 7 %. В датчиках № 128 и № 085 большой разброс численных и экспериментальных данных, наблюдается, за счет того, что при расчете программой не учитываются возникающие в конструкциях эффекты самонапряжения от твердения бетона.

Принятая методика применялась в дальнейшем в геологических условиях г. Белгорода. Здесь в соответствии с разработанной программой определились также деформации монолитных ригелей. Для этого использовались датчики ПДБ-100 с диапазоном измерения деформаций: на сжатие $150\text{-}10^{-5}$, на растяжение $50\text{-}10^{-5}$.

Выводы.

В процессе экспериментов установлены новые физические эффекты, возникающие в элементах системы в результате учета совместности их работы в процессе постепенного нагружения при строительстве, а именно:

1) оказалось, что фундаментная плита при принятых конструктивных размерах работает не как гибкая конструкция, а как штамп;

2) при постепенном и равномерном увеличении нагрузки на фундаментную плиту рост напряжений в растянутой арматуре в отдельных частях плиты происходил существенно неравномерно;

3) на начальном этапе строительства (при возведении первых трех этажей здания) в растягиваемой арматуре в центральной части фундаментной плиты, вопреки расчетным данным, возникали сжимающие усилия, что, частично объясняется влиянием усадки бетона;

4) на периферийных участках плиты рост растягивающих напряжений в растягиваемой арматуре начался сразу же с началом нагружения фундамента;

5) после приложения к фундаменту полной нагрузки от собственного веса здания в арматуре центральной части плиты произошло снижение растягивающего напряжения до 40 %, что свидетельствует о весьма сложных процессах перераспределения усилий в фундаментной плите на стадии строительства объекта;

6) в заключительной стадии строительства рассматриваемого объекта отмечено некоторое увеличение напряжений во всех установленных датчиках, что объясняется изменением инженерно-геологических условий в основании в связи с интенсивным таянием снегов и появлением воды в верхних слоях грунта.

Анализ совместной работы системы «здание - упругое основание» позволяет более полно учесть особенности работы конструкций здания с учетом изменения их напряженно-деформированного состояния при возрастании нагрузки в процессе строительства и изменения инженерно-геологических условий.

Литература

1. Сергеев С.В., Сенюшкин В.В. Деформирование системы «Здание - фундаментная плита - основание» (результаты наблюдений) // Труды Межд. конф. по геотехнике «Взаимодействие сооружений и оснований, методы расчета и инженерной практики - Санкт-Петербург, 2005.

2. Сергеев С.В., Сенюшкин В.В. Исследование работы здания с монолитным каркасом как системы на упругом основании // Сборник статей Межд.научно-практической конференции «Город и экологическая реконструкция жилищно-коммунального комплекса XXI века» - Москва, 2006.

Ключевые слова: фундаментная плита, основание, осадки, арматурные датчики, наблюдения

Keywords: foundation plate, the base, precipitation, reinforcing sensors, surveillance

С.В. Сергеев, Белгородский государственный национальный исследовательский университет, г. Белгород, Россия
В.В. Сенюшкин, Госстройнадзор Орловской обл., г. Орёл, Россия

S. V. Sergeyev, Belgorod state national research university, Belgorod, Russia
V. V. Senyushkin, State construction supervision of the Oryol Region. Eagle, Russia

Для цитирования:
Сергеев С.В. Опыт геотехнического сопровождения сложного строительства / С.В. Сергеев, В.В. Сенюшкин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 399 – 406.

Citation:
Sergeev S.V. Experience of geotechnical maintenance of difficult construction / S.V. Sergeev, V.V. Senyushkin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 399 - 406.

УДК 624.154

МЕТОД РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ-РИТ С УЧЕТОМ «ПОДПЯТНИКОВ»

Н.С. Соколов
Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова,
г. Чебоксары, Россия

Аннотация
Приведен метод расчета несущей способности буроинъекционных свай-РИТ с учетом сформированных «подпятников».

METHOD FOR CALCULATING THE CARRYING CAPACITY OF PILES CFA-RIT TAKING INTO ACCOUNT "GLIDES"

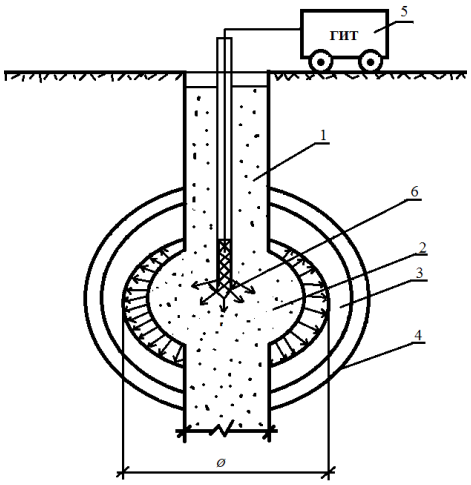
Abstract
A method for the calculation of the bearing capacity of CFA piles-RIT with the SFOR-normed "thrust bearings".

Чебоксарское предприятие «ФОРСТ» в течение длительного времени занимается геотехническим строительством с использованием разрядно-импульсной технологии. Это устройство буроинъекционных сваи-РИТ в свайных полях, сваи усиления оснований и фундаментов, а также цементационное закрепление оснований фундаментов, склонов и т.д.

Разрядно-импульсная технология обладает эффектом взрывообразного преобразования электрической энергии в механическую. При плотности энергии до 150 Дж/м^3 в течение долей микросекунд ($10^{-4} \div 10^{-6}$ с) электрогидравлический удар на стенки скважины, заполненной мелкозернистым бетоном равноценен статической нагрузке до 200 кПа. Таким образом, при воздействии высокого давления и температур образовавшаяся полость в грунте за счет сил гравитации заполняется мелкозернистым бетоном, т.е. возникает уширение на конкретном участке сваи-РИТ. При этом геометрические параметры формы уширения в первом приближении можно принять за сферу. Радиус уширения следует определить из формулы определения объема шара по величине понижения уровня мелкозернистого бетона вследствие процесса электрогидравлической обработки стенок скважины. Таким образом, возникает возможность сформировать уширения тела буроинъекционной сваи-РИТ на любом ее участке. Образованное уширение назовем «подпятником». Его диаметр и высота зависят от мощности и количества электрогидравлических ударов, а также пористости и степени влажности обрабатываемого грунта.

Схема, поясняющая появление «подпятника» приведена на рис. 1.

С течением времени зона 3 цементации увеличивается, переходя в зону 4 уплотнения, т.е. диаметр «подпятника» имеет тенденцию к увеличению во времени.



Условные обозначения:
1. Буровая скважина, заполненная мелкозернистым бетоном.
2. Зона уширения «подпятника».
3. Зона цементации.
4. Зона уплотнения.
5. Генератор импульсных токов.
6. Излучатель.

Рис. 1. Схема устройства уширения («подпятника») ствола сваи-РИТ

Очень заманчивым является устройство «подпятников» с конкретным шагом, например, через 2 м при однородной инженерной геологии. При слоистом инженерно-геологическом разрезе уширения предпочтительны на конкретных поверхностях инженерно-геологических элементов. В этих местах «подпятники» образовываются наиболее объемными.

Опыт статических испытаний сваи-РИТ свидетельствует о повышенных значениях несущей способности по грунту по сравнению со сваями не имеющими ярко выраженных уширений.

На рис. 2 приведена расчетная схема В.Г. Березанцева к определению несущей способности буроинъекционной сваи-РИТ с учетом «подпятников».

Схема к определению несущей способности буроинъекционных сваи-РИТ при наличии «подпятников» наиболее полно подходит к гипотезе «3» /3/, которая гласит: «Свая работает как глубокая опора. Природная структура не нарушается, грунт вокруг сваи может дополнительно уплотнятся. Несущая способность определяется как суммарная по нижнему концу и по боковой поверхности. Несущая способность по нижнему концу находится по формуле (16) [1] СНиП 2.02.01-83*, а по боковой поверхности по расчетному сопротивлению грунта из табл. 2 СНиП 2.02.03.85 /2/ с учетом понижающих коэффициентов табл. 5 [2] .

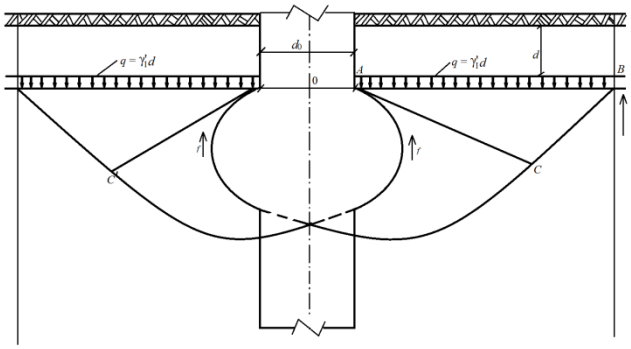


Рис. 2. Расчетная схема В.Г. Березанцева к определению несущей способности буровой сваи

Вышеуказанную гипотезу можно перефразировать в следующую формулировку: «Свая работает как глубокая опора. Природная структура грунта, окружающего ее не нарушается, грунт вокруг сваи уплотняется за счет электрогидравлической обработки. Несущая способность сваи-РИТ определяется как суммарная по основаниям «подпятников» и по боковой поверхности.

Несущая способность оснований «подпятников» определяется по формуле 16 [1] СНиП 2.02.01-83*, а по боковой поверхности – по расчетному сопротивлению грунта из табл. 2 СНиП 2.02.03-85 с учетом коэффициентов поз 8. табл. 7.5 СП 50-102-2003 [6].

С учетом вышеуказанного расчет основания «подпятника» по несущей способности предполагается производить из условия 2 (5.27, [1].

$$F \le \frac{\gamma_c}{\gamma_u} F_u, \tag{2}$$

где F – расчетная нагрузка на основание «подпятника»; F_u – сила предельного сопротивления основания «подпятника» определяется по формуле 16 [1].

$$F_u = b' l' (N_\gamma \xi_\gamma \cdot b' \gamma_{\mathrm{I}} + \\ + N_q \xi_q \gamma'_{\mathrm{I}} d + N_c \cdot \xi_c \cdot C_{\mathrm{I}}), \tag{3}$$

где b' и l' – приведенные ширина и длина прямоугольного фундамента. В рассматриваемом случае «подпятник» имеет в плане форму «круга», поэтому b' и l' в формуле (3) будут равными:

$$b' = l' = r\sqrt{\pi}, \tag{4}$$

здесь r – радиус уширения («подпятника»).

Величину r определяют опытным путем по величине максимального понижения уровня мелкозернистого бетона в скважине от воздействия электрогидравлического удара на стенки скважины.

Схема к определению несущей способности буроинъекционной сваи-РИТ с учетом «подпятников» приведена на рис. 3.

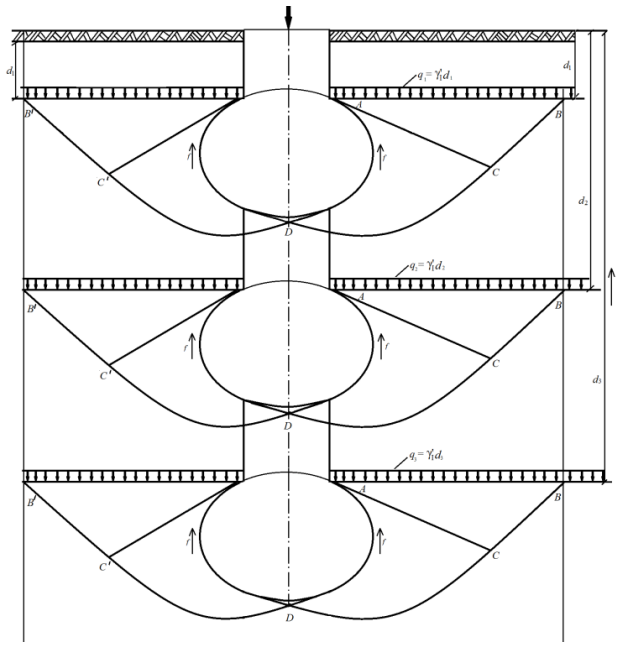


Рис. 3. Схема к определению несущей способности висячей сваи-РИТ с учетом «подпятников»

Литература

1. СНиП 2.02.01 – 83*. Основания зданий и сооружений. М., 1985. 48 с.

2. СНиП 2.02.03 – 85. Свайные фундаменты. М., 1986. 46 с.

3. Улицкий В.М., Шашкин А.Г., Парамонов В.Н. Определение несущей способности буровых свай // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2001. №2 – с. 13–16.

4. Березанцев В.Г. Расчет оснований сооружений. Ленинград.: Стройиздат, 1970, 208 с.

5. Соколов Н.С. Определение несущей способности буроинъекционных свай со сформированными «подпятниками». Материалы I Международной конференции. Чебоксары, 2012 г. с. 289 - 293.

6. СП 50–102–2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. М., 2004.

Ключевые слова: свая, свайный фундамент, электроразрядные технологии, несущая способность, полевые испытания.

Keywords: the pile, the pile base, electrodigit technologies bearing ability, field tests.

Соколов Николай Сергеевич, кандидат технических наук, доцент, член РОМГГиФ, декан строительного факультета Чувашского государственного университета имени И.Н. Ульянова, директор геотехнической организации ООО НПФ «ФОРСТ».

Sokolov Nikolay S., Ph.D., Associate Professor, Member ROMG-hyphae, Dean of Civil Engineering Faculty of the Chuvash State University named after IN Ulyanov, Director of Geotechnical organization NPF "FORST", e-mail: strf@chuvsu.ru.

Для цитирования:
Соколов Н.С. Метод расчета несущей способности буроинъекционных свай–РИТ с учетом «подпятников»/ Н.С.Соколов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 407 – 411.

Citation:
Sokolov N.S. Method for calculation the carrying capacity of piles GFA-RIT taking into account «glides» / N.S.Sokolov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 407 - 411.

УДК 69.05

СВАИ ПОВЫШЕННОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Н.С. Соколов, С.С. Викторова, Т.Г. Федорова
Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия

Аннтотация
Рассмотрено использование электроразрядных технологии в строительсве. Приведен анализ применения буро-инъекционных свай. Уточнены методы повышения несущей способности свай. Получены результаты статических испытаний свай.

PILES OF THE INCREASED BEARING ABILITY

Abstract
Examines the use of electric technologies in stroitelsve.The analysis of application of brown and injection piles is provided. Methods of increase of the bearing ability of piles are specified. Results of static tests of piles are received.

В настоящее время особую актуальность приобрело строительство в стесненных условиях. Этим обусловлено использование свай повышенной несущей способности. Наиболее предпочтительным являются конструкции, процесс изготовления которых включает в себя:

- бурение скважины;
- заполнение скважины твердеющим раствором;
- монтаж армокаркаса;
- опрессовка заполненной мелкозернистым бетоном скважины внешним давлением 200÷500 кПа.

Перспективными в направлении увеличения несущей способности, позволяющие увеличение площади опирания как по боковой поверхности, так и по низом сваи являются следующие технологии:

- электроразрядные технологии (РИТ, ЭРСТ, ЭРГТ);
- технологии изготовления свай с многоместными уширениями.

При изготовлении буроинъекционных свай по электроразрядным технологиям (ЭРТ) создаются уширения по пяте и по боковой поверхности с одновременным уплотнением грунта. Это влечет увеличение несущей способности сваи по грунту. Одновременно происходит увеличение несущей способности по телу вследствие

нарастания прочности бетона на 30÷40 % за счет его электрогидравлической обработки. Следует добавить существенный факт – несущая способность ЭРТ увеличивается во времени. Ежегодно приращение несущей способности составляет порядка 20÷30 % к ее проектному значению.

Применение ЭРТ позволяет качественно уплотнять буровой шлам на забое скважины, сводя к минимуму технологические и эксплуатационные осадки.

Так, в 1991 г. выполнялись сваи с применением электроразрядных технологий (ЭРТ) по адресу: г. Санкт-Петербург, Октябрьская наб., д.112 [1]. Данная площадка сложена пылеватыми суглинками со следующими физико-механическими характеристиками: естественная влажность – 0,25 %; удельный вес – 19,4 кН/м^3; угол внутреннего трения – 23^0; модуль деформации – 6 МПа. Буро-инъекционные сваи выполнялись диаметром 151 мм и длиной 3 м. По данным испытаний статической выдавливающей нагрузкой буро-инъекционная свая с опрессовкой ствола имела максимальную нагрузку 7,5 тс при общей осадке 5 см, а сваи ЭРТ – 15 тс при общей осадке 2,45 см.

После испытаний сваи были откопаны и измерены. Сваи, выполненные с использованием ЭРТ, имели уширения диаметром 460 мм [1].

В качестве примера эффективности применения электроразрядных технологий в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга можно привести работы по усилению фундамента на одной из опытных площадок. На этом объекте проводились сравнительные испытания свай усиления, выполненных по различным технологиям (без опрессовки, с опрессовкой, соответственно, 0,2 и 0,4 МПа, с использованием ЭРТ) (с. 192, 201 [2]). Инженерно-геологические условия представляют собой:

0,00 м – 2,00 м – насыпной грунт;

2,00 м – 5,50 м – пески пылеватые;

5,50 м – 14,50 м – суглинки пылеватые ленточные мягкопластичные;

14,50 м – 20,50 м – суглинки пылеватые.

Результаты испытаний, показанные на графике (рис. 1), позволяют сделать очевидный вывод о преимуществах свай ЭРТ по сравнению со сваями, выполненными по другим технологиям.

В строительной среде иногда высказывается мнение о неэффективности и о вреде электроразрядной технологии с точки зрения динамического воздействия (сейсмичности) на окружающие здания и сооружения. В настоящее время сотни тысяч свай как в России так и за рубежом изготовлены по электроразрядным технологиям. Выполнены многие сотни объектов. Проведенные статические испытания свай показали высокую эффективность использования ЭРТ. При этом статистики, подтверждающей ущерб окружающей застройки, в открытой печати нет.

Электоразрядные технологии в геотехническом строительстве это устройство буроинъекционных свай РИТ, грунтовых анкеров в новом строительстве и усиление оснований фундаментов. Это цементация тела фундаментов и грунтов основания. Во всех случаях энергия разряда в зависимости от длины, диаметра буровой скважины, инженерно-геологических условий в большинстве случаях колеблется в интервале 8÷50 кДж.

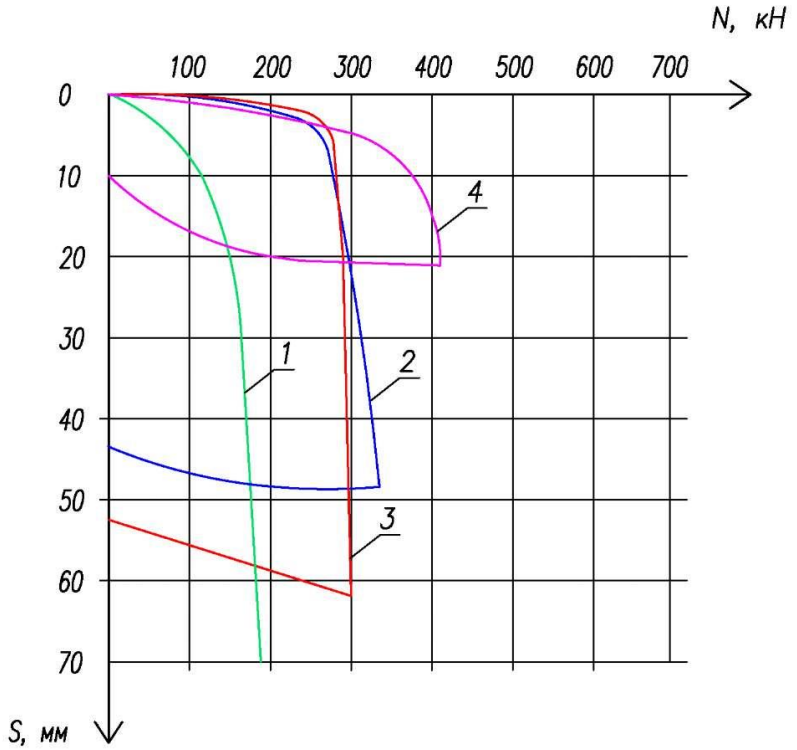


Рис.1. Графики испытаний буро-инъекционных свай на опытной площадке: 1 – без опрессовки; 2, 3 – с опрессовкой, соответственно 0,2 и 0,4 МПа; 4 – с опрессовкой высоковольтными разрядами

Специалистами Московского государственного университета имени Ломоносова и геотехнической фирмы «РИТА» доказано, что электрический разряд с энергией 60 кДж при заглублении излучается более 4 метров и безопасен для зданий окружающей застройки. Это же подтвердили исследования проведенные в 2005 году в г. Санкт-Петербург [3].

ООО «Научно-производственная фирмой ФРОСТ» в течение 1998-2014 гг. по разрядно-импульсной технологии выполнено более 400 объектов в разных городах и лбластях Российской Федерации. Работы выполнялись по разным геотехническим технологиям:

- буроинъекционные сваи в свайных полях глубиной до 30 метров;
- сваи- РИТ усиления длиной до 20 метров;
- грунтовые анкера – РИТ длиной до 25 метров;
- буросекущие сваи и бурокасательные сваи РИТ ограждения котлованов;
- цементационные скважины в теле фундаментов и основания;

Ниже в табл. 1 приведены некоторые результаты статических испытаний свай РИТ, выполненных ООО «НПФ «ФОРСТ».

Одним из путей увеличения несущей способности свай является устройство промежуточных уширений по ее длине. Наиболее оптимальное расстояние между уширениями («подпятники») 2÷3 метра. Благодаря этому несущая способность сваи РИТ увеличивается в 1,3÷1,5 раз [4].

Таблица 1

№ п/п	Наименование объекта	Несущая способность, кН		
		Буронабив-ная свая	Свая-РИТ	Результаты испытаний статической нагрузкой
1.	Свайное поле в г. Нижний Новгород по ул. Ошарская	38	65	96
2.	Свайное поле в г. Нижний Новгород по ул. Валеева	83	115	146
3.	Свайное поле в г. Нижний Новгород по ул. Большая Покровка	70	95	120
4.	Сваи усиления в г. Йошкар-Ола	22	35	47
5.	Сваи усиления в г. Чапаевск Самарской области	25	38	49
6.	Сваи усиления в г. Чебоксары	28	36	51
7.	Свайное поле в г. Железногорск Курской области	56	75	145
8.	Сваи усиления Ø150 в г. Москва	25	35	47
Примечание: Статические испытания проведены для буроинъекционных свай –РИТ.				

Литература

1. В.М. Рябинов, А.В. Говорушин. Возможности использования электроразрядной технологии при строительстве на слабых грунтах. Журнал «Основания, фундаменты и механика грунтов»№ 6. М. 2008г.

2. Технические рекомендации по проектированию и устройству свайных фундаментов, выполняемых с использованием разрядно-импульсной технологи для зданий повышенной этажности (сваи-РИТ). ТР 50-180-06. ГУП «НИИ Мосстрой» М. 2006г.

3. Выбор сейсмобезопасных режимов работ, обеспечивающей застройки при производстве свай ЭРТ по адресу г. Санкт-Петербург ул. Смольного, д.4. ЗАО «Георекнструкция - фундаменпроект», 2005г.

4. Н.С. Соколов. Определение несущей способности свай-РИТ со сформированными «подпятниками». Материалы I международной (VII Всероссийской) конференции НАСКР – 2012, г. Чебоксары. 2012 г.

Ключевые слова: свая, свайный фундамент, электроразрядные технологии, несущая способность, полевые испытания.

Keywords: the pile, the pile base, electrodigit technologies bearing ability, field tests.

Соколов Николай Сергеевич, кандидат технических наук, доцент и заведующий кафедры «Инженерные изыскания и материаловедение», декан строительного факультета ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова».

Викторова Светлана Станиславовна, доцент кафедры «Инженерные изыскания и материаловедение» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова».

Федорова Татьяна Георгиевна, кандидат технических наук, старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова».

Sokolov Nikolay S., Ph.D., Associate Professor and Head of the Department "Surveying and Materials," the dean of the faculty building Ulianov "Chuvash State University named after IN Ulyanov", e-mail: strf@chuvsu.ru.

Viktorova Svetlana Stanislavovna, Associate Professor of "Surveying and Materials" Ulianov "Chuvash State University. IN Ulyanov", e-mail: strf@chuvsu.ru.

Fedorova Tatyana G., Ph.D., senior lecturer in "Building Structures" Ulianov "Chuvash State University named after IN Ulyanov", e-mail: strf@chuvsu.ru.

Для цитирования:

Соколов Н.С. Сваи повышенной несущей способности / Н.С. Соколов, С.С. Викторова, Т.Г. Федорова // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 411 – 415.

Citation:

Sokolov N.S. Piles of the increased bearing ability / N.S. Sokolov, S.S. Viktorova, T.G. Fedorova // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.411 - 415.

УДК 624.154.54

ПРОБЛЕМЫ РАСЧЕТА БУРОИНЪКЦИОННЫХ СВАЙ, ИЗГОТОВЛЕННЫХ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗРЯДНО-ИМПУЛЬСНОЙ ТЕХНОЛОГИИ

Н.С. Соколов, М.В. Петров, В.А. Иванов

Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, г. Чебоксары

Аннотация.

В статье рассматриваются проблемы расчета несущей способности буроинъекционных свай и определение напряженно-деформированных свойств грунтов, подвергнутых разрядно-импульсному воздействию. Изучаются способы и методы решения этих проблем. Определяется круг вопросов, требующих более тщательного и глубокого исследования.

PROBLEM OF CALCULATING THE ROOT PILES OBTAINED ON THE DISCHARGE-PULSE TECHNOLOGY

Abstract.

This article discusses the problem for calculating the carrying capacity of root piles and determining the stress-strain properties of soils subjected to the discharge-pulse exposure. We study the ways and methods of solving these problems. Determined by the range of issues that require more thorough and in-depth research.

В последние годы большой интерес в области реконструкции и строительства зданий проявляется к фундаментам из буроинъекционных свай, изготавливаемых с использованием разрядно-импульсной технологии, так называемые сваи-РИТ.

Первоначально данные сваи использовались для усиления фундаментов, но в дальнейшем область их применения значительно расширилась.

В настоящее время буроиньекционные сваи используются для закрепления стенок котлованов и откосов, усиления насыпей, устройства ограждающих стен в грунте, защиты от оползней, для исправления деформаций фундаментов, а так же при строительстве и реконструкции в условиях плотной застройки, в том числе и в районах с повышенной сейсмической активностью.

Технология изготовления свай-РИТ основана на процессе создания буронабивных свай, но в то же время имеет и существенное отличие. В пробуренную скважину, заполненную бетонной смесью, погружают электроды, на которые подают импульсы электрического тока. В момент пробоя бетонной смеси между электродами возникает электрический разряд и создается ударная волна. В результате на месте разряда образуется расширяющаяся камуфлетная полость. Импульс давления передается на грунт вокруг сваи. Грунт локально уплотняется с увеличением поперечного сечения сваи. Камуфлетная полость схлопывается и заполняется бетонной смесью. При этом в результате разрядно-импульсной обработки изменяется напряженно-деформированное состояние грунта вокруг свай, а у самих свай возникают камуфлетные уширения.

Необходимо отметить, что неоценимый вклад в развитие свайного фундаментостроения внесли: З.Г. Тер-Мартиросян, Н.М. Герсеванов, Н.А. Цытович, С.Н. Сотников, Х.А. Джантимиров, Е.А. Сорочан, М.Ю.Абелев, М.И. Горбунов-Посадов, М.Н. Гольдштейн, Б.И. Далматов, А.И. Полищук, А.А. Бартоломей, А.В. Пилягин, В.Б. Швец, Б.В. Бахолдин, В.М. Улицкий, В.И. Шейнин, В.Г. Березанцев, В.А. Гарбер, В.Г. Федоровский и многие другие.

Развитию разрядно-импульсных технологиий способствовали: В.Я. Еремин, Б.И. Далматов, Г.Н. Яссиевич, В.Л. Кубецкий, Л.А. Юткин, Н.М. Ромащенко, В.С. Евдокимов, Б.В. Бахолдин, А.М. Дзагов, В.М. Бухов, Г.Н. Гаврилов, С.В. Бровин, Я.Д. Гильман, А.Л. Егоров, Л.А. Семушкина, В.М. Улицкий, Л.П. Хлюпина, П.И. Ястребов и др

Решением вопросов о напряженно-деформируемом состоянии грунта вокруг расширяющейся полости занимались: А. Вовк, Г.К. Акутин, С.С. Григорян, Б.И. Дидух, Н.В. Зволинский, П.Л. Иванов, В.Г. Кравец, Н.В. Лалетин, Г.И. Покровский, Ф.К. Лапшин, Л.Р. Ставницер, Г.М. Ляхов, Б.П. Попов, Х.А. Рахматуллин, В.Н. Родионов, А.Я. Сагомонян, М.А. Садовский, Г.В. Рыков, В.И. Смирнов, И.И. Тамм, Г.И. Черный и др.

На протяжении истории изучения работы свай-РИТ методика расчета их несущей способности все больше совершенствовалась и дополнялась.

В 1987 году был введен СНиП 2.02.03-85. «Свайные фундаменты», разработанный НИИОСП им. Герсеванова Госстроя СССР. Однако несущая способность буроинъекционных свай рассчитывалась в нем с большим запасом

В 1993 году была разработана «Временная инструкция по устройству свай, изготавливаемых с использованием разрядно-импульсной технологии (сваи «РИТА»)».

В 1997 г. вышли «Рекомендации по применению буроинъекционных свай», результаты расчета по которым были близки к реальной несущей способности свай-

РИТ по грунту, но и они в несколько раз превышали несущую способность, полученную при полевых испытаниях свай-РИТ.

В 2003 году ГУП НИИОСП им. Герсеванова был разработан СП 50-102-2003 « Проектирование и устройство свайных фундаментов». Он уточнил расчёт несущей способности буроинъекционных свай по грунту, однако некоторый запас все еще оставался.

В результате непрекращающихся исследований в 2006 году под руководством проф., д.т.н. Кубецкого В.Л. разработаны ТР 50-180-06 «Технические рекомендации по проектированию и устройству свайных фундаментов, выполняемых с использованием разрядно-импульсной технологии для зданий повышенной этажности (сваи-РИТ)»

Через 5 лет после этого в свет вышел СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция (СП 24.13330.2011).Однако в нем рассмотрен расчёт несущей способности свай-РИТ по грунту по методике, приведённой в СП 50-102-2003,и не отражающей в полной мере работу буроинъекционных свай в грунте.

Достаточно большое внимание к вопросу изучения буроинъекционных свай, разрядно-импульсной технологии и напряженно-деформируемых свойств грунта нашло отражение в научных публикациях и диссертациях, работа над которыми ведется и по сегодняшний день.

В 2001 году Ереминым В.Я была предложена методика расчета несущей способности свай-РИТ по грунту [1]. В этом же году НИИОСП им. Герсеванова был представлен свой подход к определению несущей способности висячих свай-РИТ по грунту [2]. При проведении полевых испытаний была получена несущая способность, которая отличается от предложенной методики на 15…25% .

Юшковым А.Ю. в 2004 году была предложена методика оценки увеличения диаметра сваи при обработке ее электрическими импульсными разрядами с заданными параметрами генератора импульсов и известными характеристиками грунта. [3].

Под руководством профессора А.И. Полищука в 2005 году Самарин Д.Г. исследовал работу свай-РИТ в маловлажных песках. Им было высказано мнение о том, что определяющем фактором формирования уширения ствола буроинъекционной сваи является время действия импульсной нагрузки, которое зависит от разрядной емкости. Установил, что при устройстве свай электроимпульсным способом, формируется уплотненная зона, которая как в качественном, так и в количественном отношении сопоставима с уплотненной зоной, образуемой при устройстве свай без выемки грунта [4].

Под руководством профессора З.Г. Тер-Мартиросяна в 2006 году Буданов А.А. выполнил лабораторные и натурные исследования изменения напряженно-деформируемого грунта вокруг камуфлетного уширения сваи-РИТ. Рассчитанная по такому принципу несущая способность свай-РИТ приближается к данным, полученных при полевых испытаниях с запасом 15…20% [5].

В 2007 году Конюшков В.В. высказал мнение о том, что конструктивные особенности и технология изготовления буроинъекционных свай существенно влияют на их работу в грунте. Для более точного определения несущей способности свай по грунту в зависимости от технологии их изготовления получены

коэффициенты k, на которые рекомендуется умножить несущую способность, вычисленную по таблицам СНиП 2.02.03-85 [6].

Под руководством к.т.н. Х.А. Джантимирова в 2009 году Рытов С.А. исследовал работу свай-РИТ (сваи ЭРСТ), и за счет введения химических компонентов расширил возможности увеличения энергии электровзрыва [7].

В большинстве работ, посвященных тематике буроинъекционных свай, наряду с натурными испытаниями выполняется и численное моделирование напряженно деформирования состояния системы «свая-грунт». Для успешного использования методов численного моделирования необходимо: достоверное определение параметров нелинейных моделей грунтов (прочностных, деформационных, фильтрационных, реологических) с учетом реального изменения НДС грунта во времени и пространстве, что порой не происходит, а рассматриваются упрощенные модели, что является в корне неверным, а порой и опасным. Напряженно деформированное состояния зависит от правильного выбора и назначения геомеханической модели, расчетных параметров нелинейных моделей грунтов, от правильного определения начальных и граничных условий на контакте системы «свая-грунт» [8].

Большой вклад в развитии и изучение буроинъекционных свай, изготавливаемых с использованием разрядно-импульсной технологии, внесли сотрудники ООО НПФ «ФОРСТ». Огромный опыт проектирования и строительства, не только в Чувашской Республике, но и за пределами ее, позволяет данной организации использовать последние научные и технические разработки. «ФОРСТ» занимается не только практической, но и научной работой. Анализируются и систематизурются данные полученные при полевых испытания свай в соответствии с деформативными и прочностными характеристиками грунта.

Согласно проведенным исследованиям выявлены данные, требующие доработки и отражения в нормативных источниках: более точный прогноз геометрических размеров поперечного сечения ствола сваи, более детальное изучение напряженно-деформированного состояния грунта вокруг сваи, учет эффекта увеличение несущей способности сваи по грунту с течением времени.

Решение этих вопросов позволит ускорить и улучшить выполнение Государственной программы Российской Федерации «Обеспечение доступным и комфортным жильем и коммунальными услугами граждан Российской Федерации», в том числе Федеральной целевой программы «Жилище» на 2011-2015 годы и Федеральной целевой программы «Повышение устойчивости жилых домов, основных объектов и систем жизнеобеспечения в сейсмических районах Российской Федерации на 2009-2018 годы».

Литература

1. Еремин, В.Я. Расчет висячих свай-РИТ, изготовленных по разрядно-импульсной технологии / В.Я. Еремин // Стройклуб. – 2001. – № 5-6, С. 21-22.

2. Методика определения несущей способности висячих свай-РИТ по грунту. – М.: НИИОСП им. Герсеванова, 2001. – № 1–1297. – 5 с.

3. Юшков, А.Ю. Исследование формирования набивных свай импульсными разрядами / А.Ю. Юшков. – Томск: Томский политехнический университет, 2004. – 170 с.

4. Самарин, Д.Г. Совершенствование способа устройства буроинъекционных свай в маловлажных грунтах с использованием электрических разрядов / Д.Г. Самарин. – Томск: ТГАСУ, 2005. – 167с.

5. Буданов, А.А. Исследование напряженно-деформированного состояния (НДС) маловлажного песчаного грунта вокруг свай-РИТ / А.А. Буданов. – М.: МГСУ, 2006. – 170 с.

6. Конюшков, В.В. Несущая способность буроинъекционных свай на вертикальную и горизонтальную нагрузки с учетом технологии их изготовления / В.В. Конюшков. – Санкт-Петербург: СПбГАСУ, 2007. – 217с.

7. Рытов, С.А. Устройство буроинъекционных свай с применением электроразрядной технологии в различных грунтовых условиях / С.А. Рытов. – М: ФГУП «НИЦ «Строительство», 2009. – 223 с.

8. Вестник МГСУ. - № 2, – М: МГСУ, 2008 – 184 с.

Ключевые слова: буроинъекционные сваи, разрядно-импульсная технология, несущая способность, напряженно-деформированное состояние, свая-РИТ

Keywords: root piles, discharge-pulse technology, capacity ,stress-strain state, pile-DPT

Соколов Николай Сергеевич – декан строительного факультета, заведующий кафедрой «Инженерные изыскания и материаловедение» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; strf@chuvsu.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Петров Михаил Васильевич – профессор кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; strf@chuvsu.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Иванов Виктор Анатольевич - старший преподаватель кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; 2605viktor@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Sokolov Nikolay Sergeyevich Dean of the Civil Engineering Faculty, Head of the Department engineering surveys and materials, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; strf@chuvsu.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Petrov Mikhail Vasilievich - Professor of the Department of constructions, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; strf@chuvsu.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Ivanov Victor Anatolievich - senior Lecturer of the Department of constructions, Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; 2605viktor@mail.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Для цитирования:

Соколов Н.С. Проблемы расчета буроинъекционных свай, изготовленных с использованием разрядно-импульсной технологии / Н.С.Соколов, М.В Петров, В.А. Иванов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 415 – 420.

Citation:
Sokolov N.S. Problem of calculating the root piles obtained on the discharge-pulse technology / N.S.Sokolov, M.V.Petrov, V.A. Ivanov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 415 - 420.

УДК 624.138

К ВОПРОСУ ОБЕСПЕЧЕНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ГРУНТОВ СЛАБОГО ОСНОВАНИЯ

С.М. Ушков, С.С. Викторова
Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия

Аннотация.
Уточнены свойства слабых грунтов. Изложены требования, предъявляемые к использованию слабых грунтов в качестве основания при возведении автомобильных дорог. Уточнен расчет осадки данных грунтов. Приведены критерии устойчивости системы «основание – насыпь».

TO THE QUESTION OF ENSURING STABILITY OF SOIL OF THE WEAK BASIS

Abstract.
Properties of weak soil are specified. Requirements imposed to use of weak soil as the basis at construction of highways are stated. Calculation rainfall of this soil is specified. Criteria of stability of system "the basis – an embankment" are given.

Обычно, к слабым грунтам относят торф, заторфованные грунты, илы, сапропели, глинистые грунты с коэффициентом консистенции более 0,5.

Основания насыпи, в которых в пределах активной зоны имеются слои слабых грунтов мощностью более 0,5 м, относят к слабым основаниям.

При предварительной оценке глубина активной зоны сжатия может быть принята равной полуширине насыпи понизу.

В основу проектного решения при возведении автомобильных дорог на слабых грунтах может быть положен один из двух принципов:

1) удаление слабого грунта и замена его прочным.

2) использование слабого грунта в качестве основания насыпи с применением мероприятий, обеспечивающих устойчивость основания и ускорение его осадки.

Конкретное проектное решение по конструкции насыпи выбирается на основе технико-экономического сравнения вариантов.

Земляное полотно на участках слабых грунтов проектируют в виде насыпей.

К земляному полотну, сооружаемому с использованием слабых грунтов в основании насыпи, кроме общих требований, изложенных в действующих нормативных документах, предъявляются дополнительные требования:

а) должна быть исключена возможность выдавливания оставляемого слабого грунта из-под насыпи в процессе ее возведения и эксплуатации (обеспечена устойчивость основания);

б) интенсивная часть осадки должна завершиться до сооружения покрытия автомобильной дороги (прогноз конечной осадки насыпи и протекание осадки насыпи во времени);

в) упругие колебания земляного полотна, возникающие при наличии торфяных грунтов в основании насыпи, не должны превышать величину, допускаемую для принятого типа покрытия (динамический расчет).

В данной статье рассмотрены вопросы обеспечения устойчивости грунтов слабого основания при возведении автомобильных дорог.

Оценка устойчивости основания выполняется с целью определения возможности бокового выпирания слабого грунта основания под воздействием нагрузки от веса насыпи.

При решении этого вопроса выделяют три типа основания:

а) I тип основания, для которого не требуется разработка специальных мер по обеспечению устойчивости;

б) II тип основания, для которого достаточно ограничить режим отсыпки насыпи;

в) III тип основания, для которых требуется разработка специальных мероприятий по обеспечению их устойчивости (исключение бокового выпирания слабых грунтов).

Слабые грунты под действием веса насыпи уплотняются и упрочняются. Это свойство присуще для оснований II типа. Поэтому оценка устойчивости грунтов основания выполняется для случаев:

а) для условий быстрой отсыпки насыпи (условно мгновенной), при которой грунт основания не успевает консолидироваться и повысить свою природную прочность;

б) для условий медленной отсыпки насыпи, при которой передача нагрузки осуществляется по мере увеличения прочности грунта в результате его консолидации под предыдущей ступенью нагрузки.

Начальную оценку устойчивости грунтов основания производят по величине напряжений и прочности грунта в точках. Для этого случая достаточно выполнение условия

$$K_{\text{без}} = \frac{P_{\text{без}}}{P_{\text{расч}}} \geq 1, \tag{1}$$

где $K_{\text{без}}$ - коэффициент безопасности; $P_{\text{без}}$ - безопасная нагрузка, при которой предельная величина внешней нагрузки на основание, вызывает создание предельного состояния по сдвигу; $P_{\text{расч}}$ - расчетная величина внешней нагрузки, определяемая для насыпи трапецеидальной формы и рассчитываемая по формуле

$$P_{\text{расч}} = \gamma_{\text{н}}(h_{\text{расч}} + S_{\text{кон}}), \tag{2}$$

где $\gamma_{\text{н}}$ - удельный вес грунта насыпи; $S_{\text{кон}}$ - конечная осадка насыпи; $h_{\text{расч}}$ - расчетная высота насыпи.

Конечная осадка слабого основания в пределах активной зоны сжатия определяется методом послойного суммирования с использованием зависимостей для условий одномерной задачи

$$S = 0{,}001 \cdot \sum_1^n e_{pz_i} \cdot H_i \,, \qquad (3)$$

где n – число слоев; Hi – мощность i-го слоя; e_{pz_i} – модуль осадки грунта *i*-го слоя, найденный на компрессионной кривой при нагрузке P_i, равной вертикальному нормальному напряжению для середины данного слоя от веса насыпи (σ_{zi}).

Схема одномерного сжатия основания применима при соотношении

$$\frac{H}{b_{ср}/2} = 0{,}5 - 1{,}5, \qquad (4)$$

где $b_{ср}$ - ширина насыпи по средней линии, H – высота насыпи.

Если осадка слабого основания превышает 50 см, то в расчете нагрузки от веса насыпи необходимо учитывать вес просевшей части. Учет этой нагрузки производится графо-аналитическим способом. Порядок расчета рекомендуется следующий:

а) задаются тремя значениями нагрузки от веса насыпи (1–половина от расчетной; 2– расчетная: 3–выше расчетной в 2 раза);

б) определяют компоненты нормальных напряжений для середины расчетных слоев (нормальные и касательные напряжения, углы, радиусы);

в) находят по соответствующим компрессионным кривым модули осадки для полученных значений напряжений;

г) по формуле (3) рассчитывается осадка каждого слоя и суммарная в пределах активной зоны сжатия;

д) строят график осадки слоев и суммарной осадки в виде $S = f(P)$;

е) рассчитывается нагрузка в зависимости от осадки слабого слоя на его поверхности;

ж) по результатам этого расчета на графике $S = f(P)$ строят прямую $P = f(S)$;

з) по точке пересечения кривой общей осадки и построенной прямой определяют конечную осадку слабой толщи в пределах активной зоны и расчетную нагрузку.

Определение типа основания по результатам оценки по результатам оценки устойчивости производится после определения коэффициента для условий быстрой отсыпки ($K_{без}^{нач}$) и для условий медленной отсыпки ($K_{без}^{кон}$).

Безопасная нагрузка для условий быстрой отсыпки насыпи определяется по формуле

$$P_{без}^{нач} = \left[\frac{c_{нач} + \gamma_{ср} \cdot z \operatorname{tg} \varphi_{нач}}{\beta}\right]_{min}, \qquad (5)$$

где $c_{нач}$ и $\varphi_{нач}$ – удельное сцепление и угол внутреннего трения грунта слабой толщи природного сложения; $\gamma_{ср}$ – средний удельный вес грунта слабого основания; z – глубина рассматриваемого горизонта от поверхности природного рельефа; β – табличный коэффициент, зависящий от значения $\varphi_{нач}$, соотношения $\frac{2a}{B}$ и относительной глубины $\frac{z}{B}$; B – ширина насыпи по верху; a – горизонтальное расстояние наклонной части насыпи.

В случае если соблюдается условие

$$K_{без}^{нач} = \frac{P_{без}^{нач}}{P_{расч}} \geq 1 \qquad (6)$$

то основание относят к I типу по устойчивости. Расчет заканчивается.

Если $K_{без}^{нач} < 1$, то для определения типа основания вычисляют безопасную нагрузку при медленной отсыпке насыпи по формуле

$$P_{без}^{кон} = \left[\frac{(c' + \gamma_{ср} \cdot z \cdot \operatorname{tg} \varphi')}{\beta}\right]_{min} \quad (7)$$

где c' и φ' – удельное сцепление и угол внутреннего трения, получаемые при консолидированном сдвиге; β – то же, что в формуле (5), но при значении φ'.

Коэффициент безопасности при медленной отсыпке насыпи

$$K_{без}^{кон} = \frac{P_{без}^{кон}}{P_{расч}}. \quad (8)$$

В случае, если $K_{без}^{кон} < 1$, то основание относят к III типу. При одновременном соблюдении условий $K_{без}^{нач} < 1$ и $K_{без}^{кон} > 1$ основание относят к II типу.

Для оснований II и III типов рекомендуется проводить дополнительную количественную оценку устойчивости, используя расчеты по схеме круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

Таблица

Типы оснований по коэффициенту безопасности

Тип основания	Определяющий признак	Характеристика степени устойчивости	Преобладающие деформации грунта наиболее опасного слоя	Возможность использования слабой толщи в качестве основания
I	$K_{без}^{нач} \geq 1$	Устойчивость обеспечена при любой скорости отсыпки насыпи	Сжатие	Можно использовать в качестве основания
II	$K_{без}^{нач} < 1$ $K_{без}^{нач} \geq 1$	Устойчивость при быстрой отсыпке не обеспечена, но обеспечена при медленной отсыпке	При быстрой отсыпке - сдвиг (выдавливание), при медленной отсыпке - сжатие	Можно использовать в качестве основания при медленной отсыпке насыпи
III	$K_{без}^{нач} < 1$	Устойчивость не обеспечена ни при каких режимах отсыпки	Сдвиг (выдавливание)	Без конструктивных мероприятий в качестве основания использовать нельзя. Нужно удалить слабый слой или изменить конструкцию насыпи

Требуемый (допустимый) режим отсыпки при II типе основания устанавливается специальным расчетом.

Для глинистых грунтов с углом внутреннего трения $\varphi < 5 - 7°$ для оценки устойчивости можно использовать упрощенные зависимости, полагая $\varphi = 0$.

В частности, ориентировочно устойчивость слабого основания, применительно ко всей толще основания в случае его однородного строения $\varphi = 0$, и равномерно распределенной нагрузки коэффициент безопасности может быть рассчитан по формуле

$$K_{без}^{нач} = \frac{c_{нач} \cdot \pi}{P_{расч}}. \quad (9)$$

Количественными показателями и критериями устойчивости системы «основание-насыпь» при использовании в расчетах схемы круглоцилиндрических поверхностей скольжения служат, соответственно, коэффициент устойчивости ($К_{уст}$) и требуемый коэффициент устойчивости ($К_{уст}^{тр.}$) для данного сооружения.

Требуемый коэффициент устойчивости следует определять по формуле

$$К_{тр} = \frac{К_н \cdot n_с \cdot n_0}{m_0}, \quad (10)$$

где $К_н$ – коэффициент надежности по назначению сооружения (см. СНиП 2.02.01-83); $n_с$ – коэффициент сочетания нагрузок ($n_с$ = 1,0 - 0,9); n_0 – коэффициент пере-грузки (для насыпей n_0 = 1,2); m_0 – коэффициент условий работы, учитывающий особенности расчетных схем и методов расчета, принимаемый равным при прогнозе на слабых основаниях – 0,85.

Выводы:

1) при оценке устойчивости грунтов слабого основания необходимо выделить три типа оснований:

I тип - основания, для которых не требуется разработка специальных мероприятий по обеспечению устойчивости;

II тип - основания, для обеспечения устойчивости которых, достаточно ограничить режим отсыпки насыпи;

III тип - основания, обеспечение устойчивости которых достигается путем разработки специальных мероприятий.

2) оценка устойчивости оснований предлагается определять по величине коэффициента начальной безопасности $К_{без}^{нач}$,определяемого по методике, изложенной в данной статье.

Литература

1. СНиП 2.05.02 – 85. Автомобильные дороги.

2. Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс): Учебник для строит, вузов. 4-е изд., переработал и доп. М.: Высшая школа, 1983.—288 с.

3. Ухов С. Б. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Высшая школа, 2002, 566с.

Ключевые слова: слабые грунты, основания автомобильных дорог, порядок расчета осадки оснований, оценка устойчивости грунтов.

Keywords: weak soil, foundations of highways, procedure of payments rainfall of the bases, assessment of stability of soil.

Ушков Станислав Михайлович – кандидат технических наук, доцент кафедры «Инженерные изыскания и материаловедение» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова».

Викторова Светлана Станиславовна - доцент кафедры «Инженерные изыскания и материаловедение» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова».

Ushkov Stanislav Mikhaylovich – Candidate of Technical Sciences, the associate professor "Engineering researches and materials science of The Chuvash State University, Cheboksary .

Viktorova Svetlana Stanislavovna - the associate professor "Engineering researches and materials science of The Chuvash State University, Cheboksary .

Для цитирования:

Ушков С.М. К вопросу обеспечения устойчивости грунтов слабого основания / С.М. Ушков, С.С. Викторова // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 420 – 425.

Citation:

Ushkov S.M. To the question of ensuring stability of soil of the weak basis / S.M. Ushkov, S.S. Viktorova // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 420 - 425.

ТЕХНОЛОГИЯ, ОРГАНИЗАЦИЯ И ЭКОНОМИКА СТРОИТЕЛЬСТВА

УДК 330.322

СРАВНИТЕЛЬНАЯ ОЦЕНКА ИНВЕСТИЦИЙ В СТРОИТЕЛЬНЫЙ КОМПЛЕКС ПО СУБЪЕКТАМ ПРИВОЛЖСКОГО ФЕДЕРАЛЬНОГО ОКРУГА

Г.Н. Алексеева, Т.В. Мужжавлева
ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, Россия

Аннотация

В статье анализируются показатели, характеризующие инвестиционную деятельность субъектов ПФО Российской Федерации в сфере строительства, за 2005 - 2012 гг. Устанавливается соотношение между величиной инвестиций, ценами и объемами жилищного строительства, социально-экономическим положением населения. Осуществлена группировка регионов ПФО по степени эффективности управления инвестиционными ресурсами.

COMPARATIVE EVALUATION OF INVESTMENTS IN THE CONSTRUCTION SECTOR BY REGION IN THE VOLGA FEDERAL DISTRICT

Abstract

The paper analyzes the indicators characterizing the investment activities of VFD (Volga Federal District) in the Russian Federation in the field of construction as of 2005-2012. The ratio between the amount of investment, prices and volumes of housing construction, socio-economic status of the population is set. VFD regions are groped according to the effectiveness of management of investment resources.

На современном этапе развития российской экономики актуализируется деятельность по повышению инвестиционной привлекательности регионов страны и различных сфер производства. Проблема активизации инвестиционных процессов касается и строительной отрасли.

Стабильный инвестиционный рост в стране происходил с 1999 г. по 2008 г., увеличивая объем инвестиций в основной капитал ежегодно в среднем на 12%. Темп прироста внутреннего валового продукта в данный период составлял в среднем 6,7% в год. Под влиянием мирового кризиса в 2009 г. в России произошел спад инвестиционных вложений и уменьшение ВВП, при этом сокращение объемов инвестиций в основной капитал происходило в большей степени, показатель 2009 г. составил 84% к уровню 2008 г. [2].

Оживление деловой активности наблюдалось в 2010 г., с последующим ростом инвестиций в среднем на 8%. Общий объем инвестиций в основной капитал в 2012 г. составил 12568,8 трлн руб., что в 1,4 раза выше уровня 2008 г. В 2012 г. сумма финансовых вложений в пересчете на душу населения увеличилась в 1,4 раза с 61,5 трлн руб. до 87,8 трлн руб. Данная общероссийская тенденция характерна и для регионов Приволжского федерального округа, в состав которого входит 14 территориальных субъектов.

С 2005 по 2008 гг. положительная динамика объемов инвестиций в округе составляла, в среднем, 15,8% в год, а в 2009 г. этот показатель составил лишь 83,5% к уровню 2008 г. В последующем наращивание инвестиций происходило ежегодно на 8,8%, и в 2012 г. их объем достиг 1980,6 трлн руб., что в 1,3 раза больше показателя 2008 г.

К лидирующим регионам по общему объему инвестиционных вложений в основной капитал на душу населения в действующих ценах относятся Республика Татарстан, Нижегородская, Оренбургская и Самарская области. Минимальную инвестиционную активность на душу населения показали Кировская область, Республика Марий Эл. Чувашская Республика занимает 9 место.

В период 2005-2012 гг. структура инвестиций в основной капитал по видам основных фондов в ПФО существенно не изменилась: наибольший удельный вес приходится на машины, оборудование, транспортные средства (в среднем 39,4%), здания и сооружения составляют 37,3%, прочие фонды – 5,1%. Доля инвестиций в жилищное строительство увеличилась до 19,1% за счет снижения вложений в активную часть основных средств. Особенно это проявляется в Чувашской Республике, где доля жилищного строительства выше среднего показателя по ПФО почти в 2 раза и составляет 30%. В лидирующих регионах большая доля приходится на строительство зданий и сооружений (46%).

Анализируя данные по инвестициям, можно отметить, что на такой вид экономической деятельности как «Строительство» в 2012 г. приходилось 1,5% от общего объема инвестиций в основной капитал. Максимальные значения показали Удмуртская Республика – 3%, Оренбургская область – 2,8%, Республика Татарстан – 1,9%, а в Чувашии – 1,6%. Тем не менее, доля доходов, образуемых в ходе строительно-монтажных работ в валовой добавленной стоимости по ПФО составляет в среднем 6,8%, в Чувашии – 9,8%.

Основным источником формирования валового продукта в округе является обрабатывающее производство, в том числе: в Чувашии – 36,5%, в Оренбургской области – 36%, в Пермском крае – 21%. Регионы, владеющие сырьевыми ресурсами, имеют большую долю инвестиций в добывающие отрасли. Наличие природных богатств в регионе является благоприятным и определяющим условием инвестирования и его доходности. Помимо этого, на инвестиционную привлекательность региона влияют и другие факторы, определяющие рискованность инвестирования в тот или иной район – географическое положение, развитость инфраструктуры, политические, социальные условия, финансовое состояние и др. Также возможно и отрицательное влияние на инвестиционную деятельность в регионе, определяемое уровнем безработицы, доходами населения, загрязненностью окружающей среды и т.п.

Как показал анализ размещения инвестиций в капитальные активы за 2005-2012 гг., лидерство указанных регионов определено использованием конкурентных сырьевых преимуществ. С добычей и переработкой ресурсов связаны высокие темпы развития промышленного производства и экономики в целом. Чувашская Республика имеет самую малую территориальную площадь – 18,3 тыс. км^2 и самую большую плотность населения по ПФО – 69 чел. на 1 км^2, для сравнения: в Самарской области – 60 чел. на 1 км^2, в Татарстане – 57 чел. на 1 км^2, в Нижегородской области – 43 чел. на 1 км^2. Самая низкая плотность населения в Кировской области – 11 чел. на 1 км^2. Такое распределение населения определяет его занятость в экономике, уровень безработицы, величину денежных доходов. По показателям среднедушевых денежных доходов лидерами являются Самарская область, Пермский край, Республика Татарстан, Чувашия отстает от них почти в 2

раза, лишь немного опережая республики Мордовия и Марий Эл. Кризисные явления 2008 г. существенно не повлияли на доходы населения, в целом по Приволжскому округу они увеличились от 9,4-15,8% в 2009 г. до 10,8-18,7% в 2012 г. При этом индекс роста потребительских расходов населения был ниже роста денежных расходов.

Влияние мирового финансового кризиса, сказавшееся на инвестиционной активности в стране, отразилось и на строительной сфере Приволжского федерального округа. До 2008 г. объемы строительных работ имели положительную динамику, увеличиваясь ежегодно в среднем на 36,3%. В 2009 г. масштабы строительства значительно сократились, составив 88% к уровню 2008 г. Некоторое оживление строительной деятельности произошло в 2011 г., а в 2012 г. объемы работ возросли в 1,4 раза по сравнению с 2005 г. и достигли 1006,6 трлн руб. Аналогичную динамику продемонстрировали лидирующие и отстающие регионы. В Чувашской Республике объемы строительства в 2012 г. составляли 82,5% к уровню 2008 г. В этот период снизился спрос на жилье, производственные мощности, но умеренно развивалось строительство дошкольных, общеобразовательных, медицинских учреждений в отличие от некоторых субъектов (Республика Марий Эл, Ульяновская область), где в посткризисный период практически не осуществлялся данный вид строительства. Лидирующие позиции остались за Татарстаном, Башкортостаном, Пермским краем.

По вводу жилых зданий за 2005-2012 гг. большие объемы имеют Татарстан, Башкортостан, Нижегородская и Самарская области, ежегодно застраивая от 1145 до 2064 тыс. $м^2$ общей площади, Чувашская Республика занимает в среднем 6 место, вводя в год по 875 тыс. $м^2$ общей площади. Отличительной чертой для Чувашской Республики стало превышение удельного показателя строительства жилья в пересчете на 1000 человек населения в 3 раза и в 2 раза соответственно в 2005 и 2012 гг. над минимальным показателем в округе – по Кировской области.

Основным инвестором в жилищном строительстве является население. В Чувашии 66% жилья было приобретено за счет собственных и заемных средств граждан. По Приволжскому округу средний показатель составляет 52,5%. За рассматриваемый период средние цены на первичном рынке жилья возросли в 2,3 раза – от 17,8 до 41,3 тыс. руб./$м^2$ общей площади, средний темп прироста составил 14,5%. При этом темп ввода жилых зданий по ПФО составил 6,8% и увеличился в 1,5 раза. Повышение цен на жилье явилось следствием кризисных явлений, когда для сохранности доходов население старалось вкладывать свои сбережения в реальные капитальные активы, тем самым увеличивая спрос. В последние годы некоторое оживление произошло и в строительстве производственных зданий и сооружений.

Снижение темпов роста объемов строительно-монтажных работ в субъектах Приволжского федерального округа было обусловлено удорожанием строительных материалов, энергоносителей, тарифов на перевозки, особенно это негативно отразилось на строительных организациях, не располагающих значительными собственными финансовыми ресурсами. Строительный комплекс готов к увеличению объемов СМР, но низкая инвестиционная активность экономики не позволяет ему развиваться. Без помощи государства строительная отрасль не

сможет полностью самостоятельно решить эту задачу, необходимы государственные заказы на строительство объектов, особенно социальных и инфраструктурных. Для повышения инвестиционной привлекательности субъектами ПФО разрабатываются инвестиционные программы по привлечению внутренних и иностранных инвестиций, изыскиваются новые механизмы их внедрения в регион в условиях новой экономики с учетом использования инновационного и интеллектуального капитала.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Федеральная служба государственной статистики. Регионы России. Основные социально-экономические показатели городов – 2012 г. htpp://www.gks.ru

2. И. Гришина. Территориальные размещения инвестиций в капитальные активы в пореформенной России. // Инвестиции в России. 2012. №1 с.24.

Ключевые слова: инвестиции, инвестиционная привлекательность, регионы ПФО, строительство, темпы роста, цены.

Keywords: investments, investment attractiveness, VFD (Volga Federal District) regions, construction, growth rate, prices.

Алексеева Галина Николаевна, магистрант кафедры строительного производства и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»; пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-407, г. Чебоксары; e-mail: galina55509@mail.ru; тел. 62-55-31 (доб. 6114).

Мужжавлева Татьяна Викторовна, доктор экономических наук, профессор кафедры строительного производства и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»; пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-407, г. Чебоксары; e-mail: csaprdom@mail.ru; тел. 62-55-31 (доб. 6114).

Alekseeva Galina Nikolaevna, student of the department of building production and economy of construction of building faculty FGBOU VPO "Chuvash State University named IN Ulyanov"; Lenin ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office H-407, Cheboksary; e-mail: galina55509@mail.ru; tel. 62-55-31 (ext. 6114).

Muzhzhavleva Tatiana Victorovna, Doctor of Economics, Professor of Economics and construction industry construction building faculty FGBOU VPO "Chuvash State University named after IN Ulyanov "; Lenin ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office H-407, Cheboksary; e-mail: csaprdom@mail.ru; tel. 62-55-31 (ext. 6114).

Для цитирования:

Алексеева Г.Н. Сравнительная оценка инвестиций в строительный комплекс по субъектам приволжского федерального округа / Г.Н. Алексеева, Т.В. Мужжавлева // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С.427 – 430.

Citation:

Alekseeva GN Comparative evaluation of investments in building complex on the subjects of the Volga Federal District / GN Alekseeva, TV Muzhzhavleva // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.427 – 430.

УДК 624.01.46

ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ПРИЕМЫ НАПРЯЖЕНИЯ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПОСТРОЕЧНЫХ УСЛОВИЯХ

Д.В. Иванов, Н.Г. Мамаев
ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»,
г. Чебоксары, РФ

Аннотация.

Приведены современные приемы постнапряженного армирования при возведение каркасного здания. Нами было выявлено, что применение технологии предварительного напряжения железобетона, в построечных условиях, устраняет основные недостатки монолитного строительства, а также снижает уровень себестоимости и трудоемкости строительно-монтажных работ.

IMPROVED TECHNOLOGY PRESTRESS IN-BUILT CONDITIONS

Abstract

There presents modern techniques built conditions prestressed reinforcement in the construction of the frame building. It was revealed by us that the application of the preliminary tension concrete technology eliminates the main disadvantages of the monolithic construction, also reduce the cost and complexity of building and construction works.

В последнее время при возведения каркасных зданий, как в России так и за рубежом применяется безригельно преднапряжение каркас выполненный в построечных условиях.

В предварительно напряженных конструкциях наибольшая экономия стали достигается при использовании для напрягаемой арматуры высокопрочной проволоки. Однослойные пряди от трех до шести проволок сплетаются без сердечника, пряди из семи проволок имеют сердечник.

Характерным для развития предварительно напряженных железобетонных конструкций за рубежом является широкое применение разного вида пучков, канатов из высоко прочной проволоки, термически упрочненной катанки и высоко прочной стержневой арматуры.

Наиболее распространенными способами закрепления пучков по концам являются анкеры типа Э. Фрейсине, гильзовые и типа ББВР. Анкеры типа Фрейсине изготавливаются типа колодок и канонических клиньев, преимущественно стальных. В стальных колодках запрессовывается до 30 проволок диаметром 7мм с усилием натяжения около 1000кН.

Широко применяются в странах западной Европы анкеры арматурных пучков типа ББРВ (Швейцария), выполняемые закреплением проволок в отверстиях стальных колодок путем холодной запрессовки концов. В настоящее время такие пучки применятся с усилием натяжения 3000...8000кН. Они состоят из высокопрочных проволок (67...180 штук) диаметром 7мм. Натяжение пучков типа ББРВ производится гидродамкратами. Контроль за натяжением осуществляется по вытяжке, показаниям манометра и динамометра. Благодаря его универсальности применим для разных видов сооружений. Он экономичный и надежный. Различают

несколько типов анкеров в зависимости от диаметра пучков, размеров шайб и опорных плит.

Работы по преднапряжению канатной арматуры начинаются с транспортировки и разгрузки бухты на строительной площадке. Стандартная бухта канатной арматуры весит порядка 3-ех тонн и имеет в размотке около двух с половиной километров.

Сама канатная арматура состоит из высокопрочной стали и экструдированна, т.е. бесшовной полиэтиленовой оболочке, отделенной от металла антикоррозийным составом.

Раскладка осуществляется строго по эпюре момента. В пролетной части канатная арматура идет вниз, а над опорной уходит вверх.

Далее происходит анкеровка.

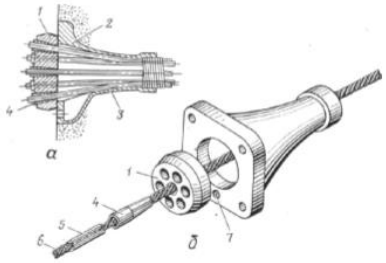


Рис 1.

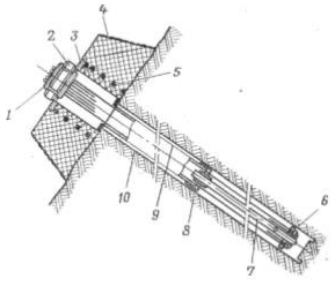


Рис 2.

На рис.1 типовой семипрядевый анкерный блок системы " Фрейсине" а - блок в собранном виде. б - составные части и порядок их расположения; 1- анкерная головка, 2 - опорная плита с корпусом анкерного блока; 3 - раструб корпуса; 4- корпус из ковкой стали; 5-винтовая муфта из закаленной стали; 6 - пряди; 7 - отверстие для цементации диаметром 25 мм.

На рис. 2 Анкер из высокопрочной проволоки с высаженными утолщениями (системы ББРВ Швейцария) 1 - подвижная анкерная головка; 2 - стопорная гайка; 3 - опорная металлическая плита; 4- опорная железобетонная плита; 5 - спиральная арматура; 6 - неподвижная анкерная головка; 7 - трубка для цементации; 8 - тампон; 9 -пластиковая антикоррозионная трубка; 10 – скважина.

На строительной площадке специалист срезает защитную полиэтиленовую оболочку каната и пропускается его металлическую часть через анкерную плиту, вворачивает переходную трубку. Затем, смазав клиновидный зажим антикоррозийной смазкой, он фиксирует анкерную плиту. Далее фиксирует и закрепляет заглушку, затягивает ее ключом. Место стыка изолируется армированной лентой. Глухой анкер готов быть упором для напряженного.

Напряженный анкер монтируется подобным образом. Делается надрез защитной оболочки каната. Металлическая часть его пропускается через анкерную плиту, которая устанавливается. Анкеровка канатной арматуры представляет собой процесс установки анкерных плит на торцевые части каната. Глухой анкер является своеобразным упором для напрягаемого анкера на противоположном конце. Для в переходную трубку, размещенную в высверленном отверстии борта опалубка. Формообразователь с внешней стороны затягивается гайкой. После раскладки и

анкеровки происходит заливка бетоном класса Б30. Смесь, выступающая из рукава, равномерно распределяется по всей площади плиты и уплотняется вибрацией.

После набора бетоном 70-75% от необходимой прочности канаты подвергаются напряжению и анкеруются. Напряжение производится с использованием гидравлических домкратов для предварительного натяжения арматуры.

Для создания сжатия в домкрате с помощь мощного насоса осуществляется давление жидкости (масляной эмульсии или жидкого масла) на дно цилиндра.

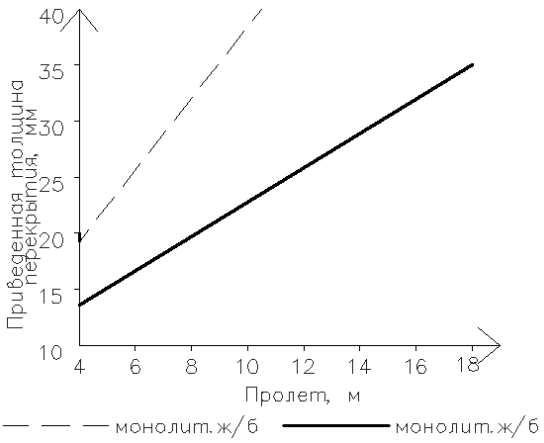
С помощью усилия, создаваемого домкратом, напрягаемый арматурный элемент растягивается, в то время как под действием гидравлического давления поршень выходит из цилиндра. Создаваемое за счёт хода поршня удлинение напрягаемого арматурного элемента зависит от длины цилиндра.

Гидравлическое давление фиксируется на манометре. Максимально допустимое значение давления зависит от действующего в стенке цилиндра кольцевого растягивающего усилия и от производительности насоса. Проверку манометров и домкратов осуществляют в специальных лабораториях. Усилие натяжения может измеряться также с помощью динамометра, располагаемого между домкратом и анкерной пластиной.

Сокращение периода строительства 1000м^2 за 5 дней достигается при возведение безригельно преднапряженного каркаса в построечных условиях. Переход к монтажу следующего этажа через 5 дней.

Деятельность.	Дни.															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Монтаж опалубки																
Установка нижней арматуры																
Установка анкеров.																
Установка связей.																
Установка верхней арматуры																
Проверка																
Бетонирование																
Начальное напряжение 25%																
Полное напряжение 100%																
Демонтаж опалубки																
Заделка связей.																

Как показывает график, эффективность применения преднапряженного бетона ещё более возрастает с увеличением пролетов здания. Об этом свидетельствует расхождение преднапряженного и обычного бетона по мере движения по оси в сторону увеличения значений размера пролетов (слева направо).



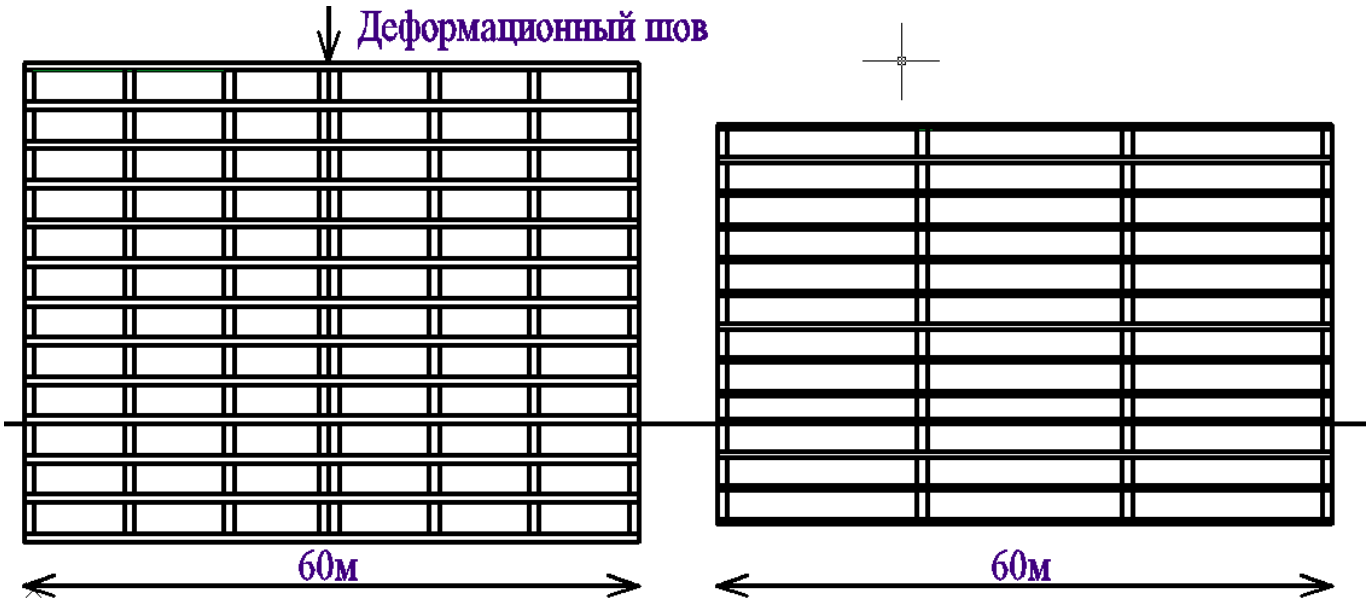


Рис 3.

На рисунке наглядно показаны конструкции здания с 9 надземными и 3 подземными этажами, слева железобетонный каркас справа предварительно напряженное железобетонный каркас в построечный условиях. Наиболее ощутимый эффект от преднапряжения достигается в плитах перекрытия, количестве колонн, что наглядно представлено на рисунке 3.

Сокращение высоты плит перекрытий и покрытия позволяет существенно снизить общую высоту здания, включая и его подземную часть, где стоимость строительства намного дороже. В итоге мы имеем сокращение расхода бетона (до 30%) и металла (до 70%) в перекрытиях и вертикальных конструкциях. В свою очередь, уменьшение общей площади поверхности фасада здания позволяет существенно сэкономить на фасадных материалах и работах. Высокий экономический эффект от применения преднапряженного железобетона в постстроечных условиях во многом обусловлен значительным снижением материалоемкости практически всех конструкций здания. Уменьшение веса несущих конструкций здания до 40%. В связи с общим облегчением снижается нагрузка на нижние этажи зданий, на фундаментное основание, что также уменьшает стоимость строительства.

Технология постнапряжения позволяет возводить более качественную фундаментную плиту. Фундаменты находятся в агрессивной среде, на них приходятся большие нагрузки и интенсивное воздействие грунтовых вод. Благодаря применению высокопрочных арматурных канатов со смазкой в полиэтиленовой оболочке можно увеличить сопротивление образованию трещин и защитить арматуру от коррозии. Что повлияет на долговечность фундаментной плиты и другие качественные характеристики.

Используя технологию напряжения монолитных железобетонных конструкций в построечных условиях мы получаем более качественный объект строительства возводимый в более короткие сроки, обеспечивающий наилучшее

ресурсосбережение и низкую себестоимость. Строительная компания, внедрившая данную технологию будет функционировать наиболее эффективно.

Ключевые слова: каркас, постнапряжение, построечные условия, домкрат.

Keywords: frame, postnapryazhenie, built conditions, jack.

Иванов Денис Владимирович, студент 2 курса магистратуры кафедры строительного производств и экономики строительства строительного факультета; пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-407, г. Чебоксары, 428000; e-mail: kafedraSPuES@mail.ru; тел. 62-55-31 (доб. 6114).

Мамаев Николай Григорьевич, доцент кафедры строительного производства и экономики строительства строительного факультета; пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-407, г. Чебоксары, 428000; e-mail: kafedraSPuES@mail.ru; тел. 62-55-31 (доб. 6114).

Ivanov Denis Vladymyrovich, 2nd year student of magistrate the department of building production and economy of construction of building faculty; Lenin ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office H-407, Cheboksary, 428000; e-mail: kafedraSPuES@mail.ru; tel. 62-55-31 (ext. 6114).

Mamaev Nicolay Grigoryevich, docent of department of building production and economy of construction of building faculty; Lenin ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office H-407, Cheboksary, 428000; e-mail: kafedraSPuES@mail.ru; tel. 62-55-31 (ext. 6114).

Для цитирования:

Иванов Д.В. Технологические приемы напряжения монолитных железобетонных конструкций в построечных условиях / Д.В. Иванов, Н.Г. Мамаев // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С.431 – 435.

Citation:

Ivanov D.V. Processing methods voltage monolithic reinforced concrete structures in the built conditions / D.V. Ivanov, N.G. Mamaev // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.431 – 435.

УДК 33845:69

ИННОВАЦИОННЫЙ ПОТЕНЦИАЛ ПРЕДПРИНИМАТЕЛЕЙ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

И.В. Львов, Е.В. Матвеев

Чувашский государственный университет им. И.Н.Ульянова, г. Чебоксары, ЧР

Аннотация.

В статье изложены теоретические основы инновационной активности предпринимателей. Более подробно рассмотрены: стимулы предпринимателей к инновациям; возможности для предпринимателей осуществлять инновации; ограничения, которые сдерживают инновационную деятельность предпринимателей.

INNOVATIVE POTENTIAL ENTREPRENEURS

Annotation.
The article describes the theoretical basis of innovative activity of entrepreneurs. More detail: business incentives for innovation; opportunities for entrepreneurs to innovate; restrictions which hinder innovation in business.

Одной из важных составляющих закона конкуренции, непременным свойством рыночной экономики выступает инновационность. Инновационная активность является сущностью, живой душой предпринимательской деятельности в любой сфере национальной экономики, в том числе и строительстве. Но необходимо отметить, что эта активность не призвание, ни-спосланное предпринимателям свыше, и “не выжимание пота” под диктовкой вышестоящих организаций, и не только моральный долг, это суровая жизненная (экономическая) необходимость, диктуемая потребностью к выживанию в жестокой конкурентной борьбе. Поэтому предпринимателем может стать лишь тот, кто склонен к поиску нового и постоянно стремится предпринимать, чтобы добиться успеха в конкурентной борьбе.

В науке и на практике в условиях новой экономики широко используется понятие “инновационный потенциал”. Имеются многочисленные его определения. По нашему мнению, инновационный потенциал любой формы собственности включает прежде всего все: стимулы, побуждающих предпринимателей становиться на рисковый путь инноваций; возможности для предпринимателей осуществлять инновации; ограничения, которые сдерживают инновационную деятельность предпринимателей.

В строительстве как и во всех сферах деятельности предпринимателей стимулы предпринимателей к инновациям связывают с их стремлением «любой ценой» увеличить прибыль за счет реализации инновационной продукции либо за счет применения более эффективной новой или модифицированной технологии. С точки зрения экономической выгоды, это так, но это не всегда совпадает с желаниями предпринимателей. Удачные инновации действительно приносят прибыль и даже сверхприбыль (инновационную квазиренту). Но на пути к этой дополнительной прибыли или сверхприбыли лежит инновационный порог, который далеко не всем удается переступить. Так как инновации в строительстве сложны, многогранны и чувствительны к культурным и психологическим факторам. Ими трудно управлять в строительных организациях, коллективы которых часто фрагментированы и имеют временный характер. Фундаментальный шаг к реальному достижению более высокого уровня управления инновациями требует более глубокого понимания динамики инноваций на уровне фирмы и проекта, вооружения менеджеров и разработчиков стратегий знаниями, которые необходимы для содействия инновациям от простого рабочего до совета директоров компании. Любая инновационная строительная продукция требует повышенных затрат на период освоения новой продукции и технологии (неизбежные издержки освоения, которые особенно высоки но принципиально новой продукции или технологии). Кроме того, неизвестно, как поведут себя покупатели новой или улучшенной продукции (товара или услуги), примет ли ее рынок и оправдаются ли расчеты на объем продаж и окупаемость затрат. К тому же новая продукция (технология) может оказаться

недоработанной, таящей конструктивные недостатки, которые не всегда удается преодолеть, и желанный эффект останется красивой мечтой, воздушным замком, окрестности которого усеяны костями неудачников. Поэтому предпринимателю приходится трижды подумать, прежде чем браться за новое дело.

Однако есть сила, которая вынуждает предпринимателя все- таки идти на инновационный риск. Это сила рыночной конкуренции, действие закона рынка, который сформулировала Королева, отвечая Алисе в Зазеркалье: «У нас, чтобы стоять на месте, нужно быстро бежать вперед». Закон конкуренции вынуждает предпринимателей под угрозой падения прибыли, потери конкурентоспособности и банкротства становиться на рисковый инновационный путь. Действует правило: «Если не я, то другой». Рынок наполнен производителями товаров и услуг, которые сражаются за рыночные ниши, за благосклонность и спрос покупателей. Те, кто успокаиваются, устают в сражении, отстают в этом соревновании, не прибегают к инновациям, рано или поздно обречены на потерю рынка и разорение. И эта угроза постоянно висит над каждым предпринимателем — и мелким, и крупным (включая ТНК типа недавно разорившихся крупных американских или итальянских корпораций, потери которых исчислялись миллиардами долларов).

Это сочетание пряника (в виде инновационной сверхприбыли) и кнута (угрозы потери рынка, вытеснения инновационно более удачливым соперником и разорения) пронизывает всю рыночную экономику, является главным стимулом инновационного предпринимательства и основным механизмом технологического и экономического прогресса. Это то, что оправдывает и продлевает существование рынка, несмотря на все его несовершенства и потери.

Строительную отрасль часто критикуют за противодействие изменениям и часто характеризуют как отрасль, которая не в состоянии проводить инновации по сравнению с другими секторами. Думается, что доля правды здесь есть. Инновации в строительстве нередко возникают локально, на микроуровне объектов, и во многом являются неотъемлемой частью повседневного решения задач и обучения персонала на собственном опыте, когда проведение исследований и рост компетентности происходят в процессе осуществления проекта.

Среди факторов, которые на разных уровнях могут способствовать развитию потенциала малых предприятий, можно выделить:

Государственный уровень: улучшение условий деятельности малого предпринимательства, совершенствование механизмов финансовой поддержки предпринимательства, повышения качества подготовки кадров, расширение способности и улучшение управленческого потенциала малых предприятий.

Региональный уровень: создание эффективной информационной среды для обслуживания малых предприятий, внедрение программ подготовки и переподготовки кадров, разработка социально-экономических программ развития, содействие в самоорганизации малых предприятий на политических (союзы, ассоциации) и экономических (кредитные и сбытовые кооперативы и т.д.) основах.

В числе же причин, сдерживающих рост количества субъектов малого и среднего предпринимательства, в научной литературе называются [2]: несовершенство законодательства, налогообложения и финансово-кредитных механизмов, а также административные барьеры, в том числе коррупция.

По рейтингу глобальной конкурентоспособности [3], опубликованном аналитической группой Всемирного экономического форума в сентябре 2013 г., Россия занимает 64-е место (из 148) Соседями России в списке оказались Венгрия (63-е место) и Шри-Ланка (65-е место). Сохраняя тенденцию прошлых лет, ключевыми проблемами для экономического развития в России предприниматели называют коррупцию, неэффективность государственного аппарата, высокие налоговые ставки. Все эти факторы способствуют неэффективному распределению ресурсов страны и препятствуют росту конкурентоспособности. Однако в истекшем 2012 г. существенно выросла значимость проблем с доступностью финансирования и с квалификацией рабочей силы.

В конце 2013 года «РИА Рейтинг» опубликовал результаты ежегодного рейтинга качества жизни российских регионов. По его результатам в Чувашской Республике улучшилось положение по показателю «Развитие малого бизнеса». Однако этот показатель отстает от средних показателей по России — оборот малых предприятий, микропредприятий и индивидуальных предпринимателей за 2013 год в республике составил 192 млрд рублей, а средние показатели по России составляют 398 млрд рублей.

По данным социологического исследования, проведенного специалистами автономного учреждения Чувашской Республики «Республиканский бизнес-инкубатор по поддержке малого и среднего предпринимательства и содействию занятости населения» Министерства экономического развития, промышленности и торговли Чувашской Республики (далее – АУ Чувашской Республики «РБИ» Минэкономразвития Чувашии) в апреле - декабре 2013 года [4], наиболее значимой проблемой для предпринимателей уже многие годы остаются высокие процентные ставки по кредитам, столь необходимым для увеличения оборотов. Большое число банков отказываются рассматривать кредитные заявки от предприятий малого и среднего предпринимательства не имеющих основных средств, таких как здания и оборудования, предпочитая работать с успешными предприятиями, имеющими высокий денежный оборот и залоговую базу для получения кредитов. На второе и третье место, по значимости для предпринимательства по результатам опроса 2013 г., является налоговая нагрузка. Организации, уплачивая налоги, зачастую недостаточно осведомлены о тех изменениях в законодательстве и в отношении каких-либо льгот, направленных именно на качественную помощь малому и среднему предпринимательству, не знакомы с мерами поддержки, имеющими систематический подход, направленный на развитие и рост предприятия. Поэтому налоговые выплаты, зачастую воспринимаются предпринимателями, как вынужденная мера ведения предпринимательской деятельности, которую стараются по возможности избегать или минимизировать различными способами.

Вместе с тем, по данным исследования замечено незначительное снижение практически всех проблем, с которыми сталкиваются малые и средние предприятия, что является положительной фактором в развитии предпринимательской среды.

Оценивая проблемы предпринимательства при взаимодействии с государством, можно заметить, что на первые места выходят проблемы связанные с налоговой инспекцией, скорее всего у малых предприятий ввиду их не информированности; проблемы с энергетиками и получением земельных участков под строительство. Данные факторы свидетельствуют, что вопросы, касающиеся необходимости согласования и получения разрешительной документации в Чувашской Республике носят актуальный характер и требуют незамедлительного принятия решения по устранению данных препятствий для развития предпринимательства. На первом месте ежегодно отмечается основная проблема предпринимателей с налоговой инспекцией, что говорит о слабой информированности предпринимателей о происходящих изменениях в налоговом законодательстве. Во избежание данных трудностей, необходимо проводить активную просветительскую работу и проводить персональные консультации с предпринимателями.

Для эффективного развития малого и среднего предпринимательства необходимо привлечение денежных средств на различные нужды (приобретение оборудование, увеличение оборотных средств, приобретение технологий и т.д.), но малые предприятия не могут достаточно просто получить кредиты, несмотря на принятые соответствующие программы и декларирование финансовой помощи различными банками. Условия предоставления кредитов не всегда выгодны или выполнимы для малых и средних предприятий, что является первой проблемой для предпринимателей в рейтинге. Для решения данной проблемы гарантом предоставления кредитных средств выступает государственная структура, но ее активы необходимо увеличивать с целью финансирования большего количества малых и средних предприятий.

Как и в 2012г., в 2013 г. прослеживаются проблемы с получением земельных участков под строительство и подключению к коммуникациям, но практически перед всеми отраслями хозяйствования встает одна общая проблема, связанная с взаимодействием с налоговыми органами. Можно выделить, что у предприятий торговли чаще всего возникают сложности с налоговой инспекцией; получением земельных участков под строительство новых торговых объектов, и с вопросами касающихся подключения газа. Для предприятий производственной сферы актуальны: проблемы с энергетиками, проблемы взаимодействия с налоговыми органами и проблемы с газовой службой. Для предприятий строительного комплекса - наиболее остро стоят вопросы взаимодействия с налоговыми органами, и вопросы по подключению к водопроводу и канализации, а так же получением земельных участков под строительство.

Анализируя ситуацию с преодолением административных барьеров и внеплановых проверок по результатам опроса 2013г можно отметить, что 45,3% респондентов согласились с мнением, что административные барьеры снизились незначительно и нуждаются в дальнейшем снижении. Опрос 2013г. показал незначительное увеличение на 1,1% в том, что административные барьеры снизились незначительно и нуждаются в дальнейшем снижении и составило 46,4%. Увеличилось количество респондентов, которых бы устраивала степень снижения административных барьеров 22,9% и респондентов ответивших, что нагрузка на

предпринимательство увеличилась, составило 30,7%, что ниже показателя 2012 года на 2,6%.

Самыми затратными, по мнению опрошенных предпринимателей, с точки зрения затрат, по – прежнему как и в 2012 году, являются барьеры при входе на рынок, которые в 2013 году незначительно снизились на 7,4%. В первую очередь, это означает, что наибольшие трудности испытывают предприниматели при открытии своего дела, когда экономически они наиболее уязвимы. Такая ситуация приводит к тому, что основной финансовый капитал предпринимателя расходуется при решении вопросов с государством. В конечном счете, у предпринимателей просто не остается денег после получения разрешений на осуществление легитимной предпринимательской деятельности. При этом стоит отметить, что затраты для преодоления административных барьеров при допуске товаров на рынок также снизились на 4,9% и соответственно возросли при осуществлении текущей деятельности на 12,3% составив, тем самым 49,3%. Наибольшее количество респондентов отметило административные барьеры связанные с осуществлением текущей деятельности. Также предприниматели, указывают именно на проблемы первичного выхода на рынок, т.е. проблемы, с которыми предприятие сталкивается в первые годы ведения своей деятельности, когда ему действительно требуется максимум государственной поддержки.

За последний год административная нагрузка в большей степени сократилась в таких отраслях, по мнению предпринимателей, как производственная деятельность (37,04%), торговле (26,40%). Административная нагрузка не изменилась или возросла в сельском хозяйстве (48,15%), в строительстве (46,15%). Незначительное снижение отметили представители гостиничного хозяйства и общественного питания (66,67%), инвестиционно-финансовой сферы, образования, здравоохранения и предприятия предоставляющие услуги населению (57,69%), в транспорте и связи (52,38%).

Среди факторов влияния на снижение административных барьеров первая пятерка ответов в 2013г. практически не изменилась, это упрощение требований к документации, сокращение количества документов, снижение размера официальных выплат, сокращение количества контрольных (надзорных) проверок, сокращение сроков прохождения документации. Это свидетельствует о том, что существующие административные и технические регламенты большинства процедур, отрабатываемых государственными служащими, далеки от идеала и ничуть не изменились в пользу предпринимателей. Кроме того, имеет смысл проводить отдельный анализ по этим регламентам (или создавать их там, где они просто отсутствуют) с целью минимизировать затраты по времени, количеству и содержанию требуемых документов. Для организации возможности такого анализа необходимо регистрировать по факту возникающие сроки, а также используемость для принятия решений всех полей документов. Таким образом, аналитическая работа над административными и техническими регламентами, должна качественно менять сложившуюся ситуацию в лучшую сторону, но результаты опроса показывают, что изменений не произошло и ситуация оставляет желать лучшего.

Наиболее значимой проблемой для предпринимателей уже многие годы остаются высокие процентные ставки по кредитам, столь необходимым для

увеличения оборотов. Данная проблема имеет очень много граней. Большинство банков неохотно рассматривают кредитные заявки от малых и средних предприятий, не имеющих основных средств, таких как здания и оборудования, предпочитая работать с успешными предприятиями, имеющими высокий денежный оборот и залоговую базу для получения кредитов. На второе и третье место, по значимости для предпринимательской деятельностью по результатам опроса 2013 г., является налоговая нагрузка. Организации, уплачивая налоги, не замечают или недостаточно проинформированы о тех изменениях в законодательстве и в отношении каких-либо преференций, направленных именно на качественную помощь малому и среднему предпринимательству, не знают о мерах поддержки, имеющих систематический подход, направленный на развитие и рост предприятия. Поэтому налоговые выплаты, зачастую воспринимаются предпринимателями, как вынужденная мера ведения предпринимательской деятельности, которую необходимо по возможности избегать или минимизировать различными способами. Высокая налоговая нагрузка на малые и средние предприятия несомненно приводит к «серым» выплатам и другим схемам ухода от налогов, что неблагоприятно сказывается на инвестиционном климате и наполняемости бюджетной системы.

Анализируя ответы респондентов о формах и мерах поддержки малых и средних предприятий, можно отметить, что предприниматели рассчитывают получать в первую очередь финансовую помощь, так как одной из важнейших и наиболее актуальных проблем малого предпринимательства является отсутствие свободных денежных средств и проблемы с получением, оформление и возвратом кредитных средств. Второй по значимости мерой поддержки малых и средних предприятий является консультационная поддержка, что говорит о недостающей помощи в оформлении документов и получении одновременно информационной поддержки о действующих формах государственной поддержки. Информационная поддержка помогает предпринимателям в плане доступа к информации о проводимых тендерах, о действующих формах финансовой поддержки, маркетинговая составляющая предпринимательства и т.д. Но при этом многие руководители малых и средних предприятий эффективно не используют мероприятия, организуемые в целях информирования о мерах господдержки, скептически относятся к организуемым семинарам и круглым столам, направленным на повышение бизнес-образования предпринимателей, считая, что самостоятельно могут решить все проблемы своей деятельности при наличии финансовых средств. Необходимо в первую очередь организовать неформальное бизнес-сообщество, которое бы решало сообща все вопросы малых и средних предприятий.

Создание благоприятного инновационного потенциала предпринимателей требует большего участия как государства, так и регионов, отражающееся в соответствующем правовом регулировании и содействии развития предпринимательской деятельности. Возможно, текущая экономическая обстановка внутри страны и за ее пределами, а также вступление России во всемирное торгово-экономическое пространство, поспособствуют определенному улучшению предпринимательского климата, а также развитию инновационного потенциала малого предпринимательства в стране в целом. Но самое главное, по нашему мнению, требуется партнерское взаимодействие

предпринимателей с государством в создании и реализации их инновационного потенциала, особенно в строительстве.

Ключевые слова: инновации, потенциал, конкуренция, предприниматель, налоги, информации, государство, регион.

Keywords: innovation, capacity, competition, entrepreneur, taxes, information, State, region.

Львов Иван Васильевич, канд. экон. наук, профессор кафедры строительного производства и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВПО ЧГУ имени И.Н. Ульянова; пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-407, г. Чебоксары; e-mail: Liv41@mail.ru; тел. 62-55-31 (доб. 6114).

Матвеев Евгений Валерьевич, магистрант 2 курса кафедры строительного производства и экономики строительства строительного производства и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВПО ЧГУ имени И.Н. Ульянова; пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-407, г. Чебоксары; e-mail: franceal@mail.ru; тел. 62-55-31 (доб. 6114).

Lvov Ivan Vasilevich, PhD. ehkon. Sciences, Department of Economics and construction industry construction building faculty Chuvash State University named I.N. Ulyanov (ChuvSU); Lenina ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office H-407, Cheboksary; e-mail: Liv41@mail.ru; tel. 62-55-31 (ext. 6114).

Matveev Evgeny Valeryevich, 2nd year student of magistrate the department of building production and economy of construction of building faculty Chuvash State University named I.N. Ulyanov (ChuvSU); Serv. Address: Lenina ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office H-407, Cheboksary; e-mail: franceal@mail.ru; tel. 62-55-31 (ext. 6114).

Для цитирования:

Львов И.В. Инновационный потенциал предпринимателей в строительстве / И.В. Львов, Е.В. Матвеев // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С.435 – 442.

Citation:

Lvov I.V. Innovation potential entrepreneurs in the construction / I.V. Lvov, E.V. Matveev // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 435 – 442.

УДК 338512:69

ОБЪЕКТИВНЫЕ УСЛОВИЯ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ПЕРСПЕКТИВНОЕ РАЗВИТИЕ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА В СТРКУТУРЕ РЕГИОНАЛЬНОГО КОМПЛЕКСА

И.В. Львов, В.И. Рощин, Е.В. Матвеев

Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, ЧР

Аннотация.

В статье излагаются объективные предпосылки и условия, определяющие количественные и качественные параметры развития строительного комплекса в перспективе, а также требования, предъявляемые экономикой к перспективной структуре создаваемой строительной продукции.

OBJECTIVE CONDITIONS AFFECTING THE PERSPECTIVE DEVELOPMENT BUILDING COMPLEX IN THE STRUCTURE OF COMPLEX REGIONAL

Annotation.
The article sets out the objective conditions and the criteria used to determine the quantitative and qualitative parameters of development of the building complex in perspective, as well as the requirements for the transition to the future structure of the construction products.

Реализация основной задачи строительной отрасли - удовлетворять потребности хозяйствующих субъектов и граждан в готовой строительной продукции (новых или реконструируемых зданиях, сооружениях, жилых домах и других объектах) - ограничивается (обусловливается) величиной платежеспособного спроса на эту продукцию, определяемую объемом выделенных на эти цели инвестиций в основной капитал. Применительно к национальной экономике эти инвестиции в совокупности и определяют те объемы строительно - монтажных работ, которые могут быть выполнены в а ране. Таким образом, в сфере строительной деятельности первичны инвестиции (применительно как к текущему, так и перспективному периодам), а создаваемая строительно - монтажными организациями строительная продукция (объемы выполняемых строительно-монтажных работ), вторична. Это обстоятельство, т. е, первичность инвестиций в основной капитал, а также неопределенность прогнозной их величины, устанавливаемой с использованием экономико-математических методов, обусловливает сложность разработки прогноза развития строительной отрасли.

Представим, что величины объемов инвестиций в основной капитал по годам рассматриваемой перспективы до 2030 г. имеются. Однако возможность их использования отсутствует, поскольку нужна не абсолютная величина инвестиций в основной капитал, а их структура по видам экономической деятельности (ВЭД, таких видов около 40), Но если даже такие цифры (разбивка объема инвестиций по структуре видов экономической деятельности по годам перспективы) представлены, этого все-таки недостаточно, поскольку нельзя приступить к разработке прогноза развития строительного комплекса, не зная технологической структуры инвестиций по ВЭД и т. д,

Возникает проблема, каким же образом можно приступить к разработке прогноза строительного комплекса, не опираясь на оценку инвестиций в основной капитал.

При решении этой проблемы нами была выявлена одна общая закономерность, характерная для строительства как в СССР, так и в современной России в определенных конкретных условиях. Она заключается в следующем: в периоды стабильного развития экономики (без спадов и кризисных явлений) наблюдается постоянная количественная связь (на уровне удельных показателей) между объемам потребления (не производства) цемента в стране для нужд ВЭД «Строительство» и количеством квадратных метров вводимого жилья (во всяком случае в условиях отсутствия революционных изменений в характере, видах и свойствах материальных ресурсов, используемых в это время в строительстве). Иначе говоря, эта связь проявляется в неизменности по годам показателей удельного расхода используемого в строительстве цемента в расчете на 1 кв. м введенного в стране жилья. В СССР в 1975-1987 гг. расход цемента на строительство 1 млн, кв. м жилья составлял 1,02- 1,04 млн. т; в России в 2000-2008 гг. - 1,0-1,06.

Следует также отметить, что расход цемента для осуществления объема, строительно- монтажных работ на 1 млрд. руб. в целом по ВЭД «Строительство»

(включая сооружение объектов производственного, непроизводственного жилого, социалъно-культурного и другого назначения) составил в неизменных ценах (для тех же периодов стабильного развития экономики): в СССР от 1,27 до 1,36 млн. т; в России от 55 до 60 тыс.т. (различия в показателях обусловлены разным масштабом цен в строительстве).

Объективные условия,влияющие на перспективное развитие строительного комплекса в структуре регионального комплекса должны обеспечивать**:**

- качественное обновление производственного аппарата народного хозяйства; изменения в характере, типах, структуре, уровне ценовых характеристик жилья и объектов социально-культурной сферы;
- учет дифференциации платежеспособного спроса населения, инвестиционных способностей предприятии и организаций различных форм собственности;
- возможности разработки и реализации новых архитектурных и градостроительных концепций, включая реконструктивные изменения историко-архитектурных центров, транспортного обслуживания, формирования пригородных зон, в том числе дачного строительства и др.;
- реализацию качественно новой концепции развития регионов с учетом их экономического, социального, внешнеэкономического, научно-технического аспектов и межрегионального положения;
- создание, освоение и распространение инноваций в технологическом базисе и отраслях народного хозяйства;
- сокращение сроков строительства, продолжительности инвестиционного цикла. повышение качества строительства.

В процессе преобразования инвестиционно-строительной деятельности в России потребуется качественно изменить отраслевые, продуктовые, технологические и экономические пропорции и соотношения, структуру и качество кадров, создать практически заново строительную науку и развить проектную сферу, улучшить межотраслевые, межрегиональные и межгосударственные связи. Особое место в этом процессе должны занять обоснование, разработка и конечная реализация актуальных и эффективных инвестиционных и инновационных проектов, ориентированных на потребителей их продукции, разработка целевых программ в соответствующих сегментах подрядного рынка и обслуживающих его отраслей и производств, призванных сыграть роль ведущих звеньев в общей цепи модернизации национальной экономики.

Концепция устойчивого развития строительного комплекса предполагает постепенное повышение темпов роста объемов строительного производства при одновременном качественном изменении характера, структуры и научно-технического уровня создаваемой строительной продукции на фоне «взрывного» возрастания потребностей в создании доступного комфортного жилья, санации и модернизации ранее созданного жилищного фонда, его текущем и капитальном ремонте, а также в строительстве новых, техническом перевооружении и реконструкции существующих основных фондов (их пассивной части) в производственном и особенно социальном секторе народного хозяйства. Реализация подобной концепции является важнейшим условием создания обновленной экономики России,

Рассматривая объектвные условия, влияющие на перспективное развитие строительного комплекса в национальной экономике, в перспективе он должен пройти как минимум следующие временные этапы своей модернизации: первый этап (2013-2017 гг.) - техническая и технологическая реиндустриализация, реконструкция, обновление и модернизация непосредственно материально-технической базы строительного комплекса. Необходимость этого этапа обусловлена фундаментальной ролью опережающего воздействия строительства (совместно с машиностроением) на формирование материально-технической базы отечественной экономики.

Для этого этапа должно быть характерным увеличение объемов выбытия устаревших мощностей предприятий материально-технической базы строительного комплекса и объемов списания строительной техники (ввиду ее чрезмерной изношенности) при одновременном значительном увеличении объемов ввода в действие новых предприятий и мощностей материально-технической базы строительства с тем. чтобы обеспечить удовлетворение возрастающего спроса на новые строительные материальные ресурсы и высокопроизводительную инновационную строительную технику. В этот период продолжится рост объемов малоэтажного и коттеджного строительства в сельской местности и пригородах. Станет ощущаться острая необходимость в новых технологиях и подходах к организации высотного жилищного строительства, резко возрастет потребность в строительстве инфраструктурных и промышленных объектов и сооружений. Задача этого этапа - создание современной мощной высокопроизводительной материально-технической базы строительного комплекса, способной начать и продолжить соответствующую модернизацию производственного потенциала национальной экономики, ее инфраструктуры и социальной сферы.

Вклад строительного комплекса в научно-техническое развитие национальной экономики будет в значительной мере определяться темпами модернизации строительного проектирования. Главная задача этого периода (2013-2019 гг.) - научно- техническое обновление материально-технической базы и кадрового состава проектно-изыскательских организаций, обеспечивающее переход к оптимизации проектных решений, повышению их качества на базе использования современных информационных технологий; обеспечение вариантности и конкурсной основы проектирования; повышение эффективности параллельного выполнения проектных работ и строительства с целью обеспечения резкого сокращения сроков строительства.

Основное содержание второго этапа, начинающегося с 2018-2019 гг., - непосредственное осуществление строительным комплексом (совместно с машиностроением) технической и технологической реиндустриализации, реконструкции, обновления и модернизации материально-технической базы национальной экономики. Конечно, приведенное поэтапное деление носит условный характер, поскольку выполнение соответствующих работ применительно и к строительному комплексу, и национальной экономике должно осуществляться параллельно.

Следует подчеркнуть, что роль «локомотива» в развитии мощностей

строительного комплекса и национальной экономики в целом в рассматриваемом перспективном периоде продолжат выполнять такие крупные долгосрочные инвестиционные программы, как космодром «Восточный» (сооружение которого началось недавно с одновременным строительством современного города с населением 40 тыс. чел.), а также другие программы Спецстроя России, выполнение которых поручено ему российским правительством до 2020 г. [3]; развитие Северного Кавказа до 2025 г. (модернизация и развитие инфраструктуры, создание специальных экономических зон, развитие туризма, строительство новых культурных и образовательных учреждений); создание российской «Силиконовой долины» в Сколково; модернизация энергетической отрасли в период до 2020 г.; Чемпионата мира по футболу в 2018 г.; создание и развитие в ближайшие 10-15 лет «Большой Москвы» (включая строительство дорог и других инфраструктурных объектов, сооружение 45 млн. кв. м офисных зданий и 60 млн. кв. м жилья), а также реализация указанной выше правительственной программы вводов объемов жилья в 2020 г. в количестве 1 кв. м в расчете на одного человека. Стоимость осуществления только первых шести перечисленных мегапроектов оценивается в настоящее время в 1,5 трлн. долл. [2, с 10-11].

Наша страна большая, огромная. И нам надо сблизить страну, нам надо, чтобы мобильность у людей была, чтобы бизнесу было удобно. В этой связи проект строительства высокоскоростной трассы Москва - Казань имеет большое значение и не может быть отложен. Мы видим, как эта задача решалась в Европе, как она решается в Китае. Поэтому нам хочется верить, что этот проект все равно будет. Концентрация всего в столице невозможна. Если время в пути будет три с половиной часа от Москвы до Казани-это будет другая страна, будут другие возможности. Надо развивать и другие регионы, города-Нижний Новгород, Чебоксары, Владимир. Авиация должна решать задачи за тысячи километров. А если 800-1000 километров - это самая оптимальная дистанция для высокоскоростной дороги.

Таким образом, на основе вышеизложенного, можно сделать вывод, что объективные условия, перспективного развития строительного комплекса обусловливаются:

- требованиями, предъявляемыми к потребительским качествам создаваемой строительной продукции жилым, общественным, производственным зданиям и сооружениям (чему ранее не уделялось должного внимания). В связи с этим в прогнозируемой перспективе станет актуальным новый термин: стандарт потребительских качеств строительной продукции и в первую очередь жилья;
- требованиями санации и модернизации созданного начиная с конца 50-х годов XX в, морально и физически устаревшего производственного потенциала и жилищного фонда страны (необходимо заменить около 300 млн. кв. м площади только домов первых массовых серий);
- необходимостью реального решения проблемы автодорожного строительства, без которого неосвоенные громадные территории России, особенно восточнее Урала, могут быть утрачены страной в XXI в,;
- принципиально новыми научно-техническими открытиями во всех областях

и сферах человеческой деятельности, соответственно необходимостью создания новых поколений зданий, сооружений, принципиально новых строительных материалов, строительных технологий и машин;

- усилением конкуренции на международных строительных рынках, в том числе за рынок строительной продукции в России;

- принятой государственной стратегией реализации геополитического положения России.

Литература

1. Крупнейшие мировые компании по сносу зданий и сооружений в 2011 г. БИКИ. 2012, № 76 (10 июня 2012 г.)

2. Российская газета, 8 августа 2012, № 180.

3. «PMR» о состоянии строительной отрасли в России. БИКИ, 2012, № 68 (21 июня 2012г.)

Ключевые слова: строительные и монтажные работы, инвестиция, конценпция, модернизация, перспективное развитие.

Key words: construction and installation work, investment, koncenpciâ, modernization, and long-term development.

Львов Иван Васильевич, канд. экон. наук, профессор кафедры строительного производства и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВПО ЧГУ имени И.Н. Ульянова; служ. адрес: пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-407, г. Чебоксары; e-mail: Liv41@mail.ru; тел. 62-55-31 (доб. 6114).

Рощин Всеволод Игоревич, первый заместитель генерального директора ОАО «Дорисс»; г. Чебоксары, e-mail: Liv41@mail.ru.

Матвеев Евгений Валерьевич, магистрант 2 курса кафедры строительного производства и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВПО ЧГУ имени И.Н. Ульянова; служ. адрес: пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-407, г. Чебоксары; e-mail: franceal@mail.ru; тел. 62-55-31 (доб. 6114).

Lviv Ivan Vasilevich, PhD. ehkon. Sciences, Department of Economics and construction industry construction building faculty Chuvash State University named I.N. Ulyanov (ChuvSU); Lenina ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office H-407, Cheboksary; e-mail: Liv41@mail.ru; tel. 62-55-31 (ext. 6114).

Roshin Vsevolod Igorevich, First Deputy General Director of JSC "Doriss"; 428022, Chuvash Republic, Cheboksary, Cable passage, 2; e-mail: Liv41@mail.ru.

Matveev Evgeny Valeryevich, 2nd year student of magistrate the department of building production and economy of construction of building faculty Chuvash State University named I.N. Ulyanov (ChuvSU); Serv. Address: Lenina ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office H-407, Cheboksary; e-mail: franceal@mail.ru; tel. 62-55-31 (ext. 6114).

Для цитирования:

Львов И.В. Объективные условия, влияющие на перспективное развитие строительного комплекса в структуре регионального комплекса / И.В. Львов, В.И. Рощин, Е.В. Матвеев // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С.442 – 447.

Citation:

Lvov I.V. Objective conditions affecting the future development of the building complex in the structure of the complex regional / I.V. Lvov, V.I. Roshin, E.V. Matveev // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.442 – 447.

УДК 69.003.13

ВЫБОР ОПТИМАЛЬНОГО ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО И ЭКОНОМИЧЕСКОГО РЕШЕНИЯ УСТРОЙСТВА КРОВЕЛЬНОГО ПОКРЫТИЯ И ПУТИ ЕГО УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ

Е.В. Трофимова, В.Ф. Богданов, И.П. Федосеева
ФГБОУ ВПО Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова,
г. Чебоксары, Россия

Аннотация

В данной статье авторами поставлена задача определения оптимальной технологии устройства плоского кровельного покрытия с точки зрения минимизации затрат и максимизации безремонтного срока эксплуатации и срока службы кровли. Авторами обоснован выбор оптимального проектного решения, выявлены современные технологии строительных процессов и схемы их организации, а также разработана математическая модель расчета эффективности производства кровельных работ с учетом срока службы кровельного покрытия, предложены методы усовершенствования рассматриваемых вариантов. Из четырех рассмотренных вариантов с учетом авторской методики оптимальным является вариант устройства инверсионной кровли с EPDM-мембраной.

THE CHOICE OF THE OPTIMAL ORGANIZATIONAL-TECHNOLOGICAL AND ECONOMIC DECISIONS OF THE DEVICE ROOFING AND WAYS OF ITS IMPROVEMENT

Annotation

In this article, the authors posed the problem of determining the optimal device technology of flat roofing from the point of view of minimization of costs and maximization of maintenance-free service life and service life of the roof. The authors justified the choice of optimal design solutions, identified the modern technology of construction processes and patterns of organization, and developed a mathematical model for calculating the efficiency of production of roofing work, including service life of the roofing, the proposed methods of improvement options under consideration. Of the four methods with regard to the author's method is the best of inversion of the roof with EPDM-membrane.

В современных условиях развитие региона во всех отраслях экономики невозможно без наращивания темпов научно-технического прогресса путем развития и создания конкурентоспособных строительных технологий и организационно-технологических решений, обеспечивающих интенсификацию процессов, повышение качества возведения, реконструкции и модернизации зданий и сооружений при сокращении трудовых, материально технических и топливно-энергетических ресурсов и неблагоприятных воздействий на окружающую среду.

Совершенствование существующих технологий производства строительно-монтажных работ, в том числе кровельных работ, а также разработка и внедрение в процесс строительства зданий и сооружений новых эффективных и конкурентоспособных технологий является приоритетным направлением государственной политики в области строительства в нашей стране и за ее пределами.

Повышенные требования к гидроизоляции кровельного покрытия объектов капитального строительства стали причиной необходимости поиска, анализа и использования различных эффективных, мобильных, ресурсосберегающих,

экологически ориентированных технологий и оборудования для устройства кровельных покрытий.

Достоверно оценить эффективность и надежность той или иной кровельной системы можно только на основе обширных данных о ее эксплуатации в реальных условиях, мониторинга состояния кровель и анализа дефектов.

При проектировании кровель необходимо учитывать индивидуальные особенности кровель: их защитные функции, конструктивные особенности и архитектурное оформление.

Для большинства людей представление о защите и безопасности жизни, связано с домом, который является в первую очередь укрытием от внешних воздействий. Первым жилищем, созданным руками человека, для защиты от негативных явлений извне стал шалаш. Он конструктивно представляет собой крышу, скаты которой одновременно выполняют функцию стен, следовательно, крыша - первое сооружение, которое создал человек. В настоящее время ни один дом сейчас нельзя представить без крыши.

Крыша и наружные стены должны существовать как единое целое. Главное их назначение - обеспечить защиту жилища от дождя и ветра, сохранить тепло и отвести влагу, которая накапливается в воздухе помещения. От конструкции, качества крыши и применяемых строительных материалов зависят условия проживания людей в разных климатических зонах.

В условиях необходимости повышения энергоэффективности и экологичности возводимого жилья, а также создания дополнительного пространства над крышей для размещения зеленых насаждений, парковочных мест, общественных и других объектов наибольшее распространение получают плоские крыши.

Мягкая кровля содержит гидроизоляционный ковер, для устройства которого применяются рулонные материалы на основе битума, битумных полимеров, полимерные, эластомерные и термопластичные мембраны, мастичные безрулонные материалы.

Показатель экономической эффективности применения организационно-технологических решений устройства плоских кровельных покрытий является основополагающим при разработке проектной и рабочей документации на строительство или реконструкцию объектов капитального строительства.

Выбор оптимальной технологии производится с точки зрения минимизации затрат и максимизации безремонтного срока эксплуатации и срока службы кровли в целом.

Используя основы материаловедения и анализируя физико-механические свойства материалов, осуществляется подбор материалов с эффективными эксплуатационными характеристиками. С учетом требований строительной теплотехники и климатологии выполняется теплотехнический расчет для вариантов конструкций кровельного покрытия, определяется состав и толщина слоев конструкции кровли. Технология и организация строительного производства при производстве кровельных работ, включающая разработку научных и методологических основ, исследование, совершенствование, теоретическое, экспериментальное и технико-экономическое обоснование технологических процессов, методов и форм организации строительства и его производственной базы

позволяет выявить и определить основные показатели и характерные параметры сравниваемых вариантов.

С целью определения вариантов для последующего их сравнения и выявления из них оптимального отобраны следующие конструкции кровельных покрытий:

1) традиционная кровля из битумно-полимерных материалов;

2) традиционная кровля с использованием мастики Гипердесмо;

3) традиционная кровля с EPDM-мембраной;

4) инверсионная кровля с EPDM-мембраной.

Организационно-технологические процессы могут быть описаны в терминах операций (наблюдений, экспериментов), связывающих определенные объекты. Сложность подлинных организационно-технологических процессов часто требует упрощенных описаний с помощью математической модели, которая охватывает класс символических математических объектов, и подвергает их качественной или количественной оценке.

При создании математической модели расчета экономической эффективности вариантов устройства плоского кровельного покрытия не учитывалась подготовка основания под кровельное покрытие, так как оно устраивается одинаково, с одними и теми же требованиями.

Термин «эффективность» имеет много значений, так как используется во многих отраслях деятельности человека и имеет индивидуальные особенности, присущие конкретной отрасли.

В настоящее время необходимо производить оптимизацию технологий производства кровельных работ с учетом возможности выбора технологических решений производства таких работ, материалов для кровельного пирога, использования ресурсосберегающих технологий и оборудования.

Устройство кровельных покрытий – это сложный технологический процесс, с возможностью применения большого количества организационных и технологических решений, которые должны быть экономически выгодными. Эффективность использования технологий в значительной мере определяется стоимостью применяемых материалов, трудозатратами и энергоемкостью процессов. Оптимизация способов организации работ и применяемых технологий при устройстве кровельных покрытий является технико-экономической задачей, решение которой позволяет обеспечить качественное выполнение работ в заданные сроки и с требуемой организационно-технологической надежностью.

Данная математическая модель учитывает временной интервал, формирующийся из-за различных сроков службы применяемых материалов и качества технологий и производимых работ при устройстве кровельных покрытий. Модель учитывает сроки эксплуатации продукции, произведенной с учетом различных технологий, что в последующем дает возможность повышения организационно-технологической и экономической надежности производимых работ.

Сроки службы кровельного покрытия играют значительную роль для определения экономического эффекта в связи с тем, что зачастую суммарные затраты на содержание, эксплуатацию и ремонт кровель превышают первоначальные затраты на устройство кровельного покрытия.

Методика определения эффективности технологии кровельных работ включает определение экономического эффекта от варианта А по сравнению с вариантом Б (при количестве вариантов равным двум), а также последовательное попарное рассмотрение вариантов устройства кровельного покрытия и определение экономического эффекта от вариантов А и Б, А и В, Б и В (при количестве рассматриваемых вариантов равных трем) и так далее.

Расчет экономического эффекта и определение оптимального организационно-технологического и экономического решения производим с учетом специального коэффициента дисконтирования, учитывающего разницу в долговечности.

Математическая модель представляет собой разность экономических эффектов устройства кровельного покрытия по вариантам, но с учетом умножения на коэффициент долговечности всех составляющих в формуле экономического эффекта для варианта с меньшей долговечностью.

Основные технико-экономические показатели по вариантам устройства кровельного покрытия приведены в таблице 1.

Таблица 1

Основные технико-экономические показатели

Наименование показателя	I	II	III	IV
Трудозатраты, чел.-ч	1114	1156	1062	1096
ОЗП, руб.	126106	133325	126013	104191
Прямые затраты, руб.	1613376	248712	1894727	1848244
Срок службы, лет	15	35	35	50

Из рис. 1, на котором приведены трудозатраты по вариантам, следует заключить, что наименьшие трудозатраты достигаются при устройстве традиционной кровли с EPDM-мембраной, так как количество слоев гидроизоляции по сравнению с традиционной кровлей из битумно-полимерных материалов меньше.

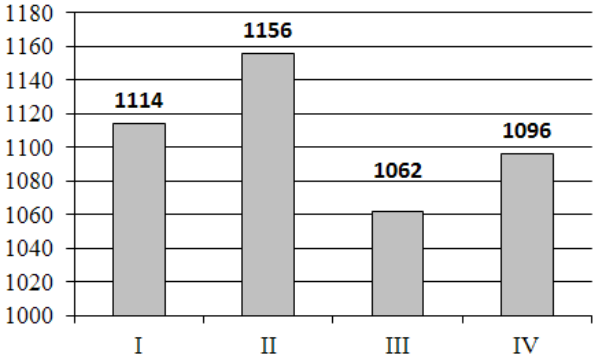


Рис. 1. Трудозатраты по вариантам

Трудозатраты по устройству инверсионной кровли несколько выше, чем при устройстве традиционной кровли с EPDM-мембраной, так как отсутствуют работы по укладке пароизоляции, материал гидроизоляции одинаковый и укладывается в один слой, но процесс устройства балластного пригрузочного слоя в общем более трудоемкий.

Наибольшие трудозатраты имеет вариант устройства кровельного покрытия с применением мастики «Гипердесмо», так как процесс нанесения мастики вручную является трудоемким.

Из рис. 2, на котором отображена основная заработная плата по вариантам, следует заключить, что минимальные денежные средства на оплату труда рабочих и машинистов будут затрачены для инверсионной кровли с EPDM-мембраной.

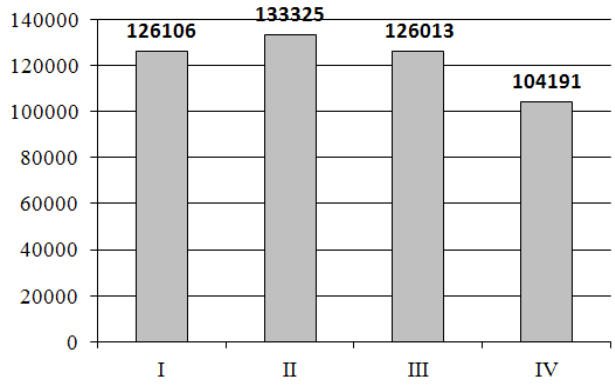


Рис. 2. Основная заработная плата по вариантам

Из рис. 3, на котором отображены прямые затраты по вариантам, следует заключить, что прямые затраты при устройстве традиционной кровли из битумно-полимерных материалов по сравнению с остальными вариантами будут наименьшие.

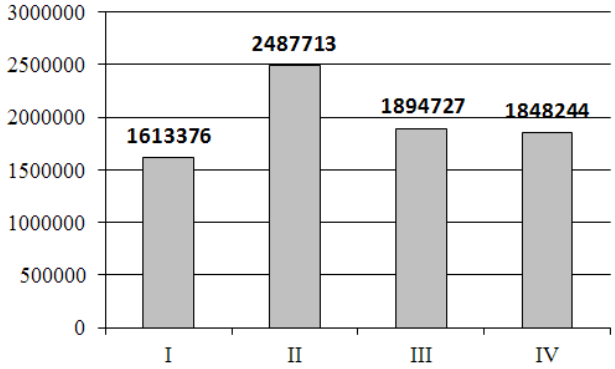


Рис. 3. Прямые затраты по вариантам

Рассматриваемые в работе варианты имеют разные сроки службы кровельных покрытий. Математическая модель, предложенная авторами, позволяет с учетом коэффициента долговечности, вводимого для определении экономических эффектов при попарном сравнении вариантов, выбрать оптимальное организационно-технологическое и экономическое решение устройства кровельного покрытия.

Величины экономических эффектов с учетом коэффициента долговечности приведены в табл. 2.

Таблица 2

Экономические эффекты по вариантам

Сравниваемые варианты	Наиболее эффективный	Наименее эффективный	Величина эффекта, руб.
I и II	II	I	411651
I и III	III	I	1012584
I и IV	IV	I	1194560
II и III	III	II	600933
II и IV	IV	II	1121186
III и IV	IV	III	412085

Наименее эффективным решением с учетом срока службы кровельного покрытия является традиционная кровля из битумно-полимерных материалов, несмотря на первоначальные наименьшие прямые затраты.

Традиционная кровля с применением мастики «Гипердесмо» более эффективна, чем традиционная из битумно-полимерных материалов, но менее эффективна, чем традиционная кровля с EPDM-мембраной, разница между величинами эффекта составляет 600933 руб.

Таким образом, в качестве оптимального организационно-технологического и экономического решения устройства кровельного покрытия авторами выбран IV вариант – инверсионная кровля с EPDM-мембраной.

В целях решения проблемы дефицита свободной земли и ее высокой стоимости, а также для создания полезной дополнительной площади путем усовершенствования данного варианта является устройство эксплуатируемой инверсионной кровли.

Ключевые слова: технология, кровля, эффективность, гидроизоляция, мембрана

Keywords: Technology, roof, efficiency, waterproofing, membrane

Трофимова Елена Владимировна, ассистент кафедры строительного производства и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»; пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-407, г. Чебоксары; e-mail: lf88@mail.ru; тел. 62-55-31 (доб. 6114).

Богданов Василий Филиппович, доцент, зав. кафедрой строительного производства и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»; пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-407, г. Чебоксары; e-mail: kafedraSPuES@mail.ru; тел. 62-55-31 (доб. 6114).

Федосеева Ирина Петровна, ст. преподаватель кафедры строительного производства и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова»; пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-407, г. Чебоксары; e-mail: kafedraSPuES@mail.ru; тел. 62-55-31 (доб. 6114).

Trofimova Elena Vladimirovna, assistant chair of building production and economy of construction civil Engineering Faculty Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU); Lenina ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office H-407, Cheboksary; e-mail: lf88@mail.ru; tel. 62-55-31 (ext. 6114).

Bogdanov Vasily Filipovich, Associate Professor, Head. the department of building production and economy of construction civil Engineering Faculty Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU); Lenina ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office H-407, Cheboksary; e-mail: kafedraSPuES@mail.ru; tel. 62-55-31 (ext. 6114).

Fedoseyeva Irina Petrovna, Art. Lecturer, Department of building production and economy of construction civil Engineering Faculty Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU); Lenina ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office H-407, Cheboksary; e-mail: kafedraSPuES@mail.ru; tel. 62-55-31 (ext. 6114).

Для цитирования:

Трофимова Е.В. Выбор оптимального организационно-технологического и экономического решения устройства кровельного покрытия и пути его усовершенствования / Е.В. Трофимова, В.Ф. Богданов, И.П. Федосеева // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 448 – 454.

Citation:

Trofimova E.V. Selection of the optimal organizational and technological and economic solutions roofing works and ways of its improvement / E.V. Trofimova, V.F. Bogdanov, I.P. Fedoseyeva // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 448 – 454.

СОВРЕМЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

УДК 666.973.6

МОДИФИКАЦИЯ АВТОКЛАВНОГО ГАЗОБЕТОНА ВОЛОКНАМИ ПРИРОДНОГО ВОЛЛАСТОНИТА

И.В. Боровских, Н.Н. Морозова, В.В. Клоков
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация.
В статье приводятся данные о модификации природным волластонитом газобетона автоклавного твердения. Установлено, что оптимальной дозировкой природного волластонита является 5% от массы твердых материалов взамен песка. Повышение прочности относительно контрольного состава на сжатие при этом составило 33%. Подвижность смеси при этом незначительно снижается на 15% относительно контрольного состава. Средняя плотность образцов при этом не меняется, т.е. введение армирующих элементов не препятствует процессу газообразования и вспучивания газобетона.

MODIFICATION OF AUTOCLAVED AERATED CONCRETE FIBERS OF NATURAL WOLLASTONITE.

Abstract.
The article provides data on the modification of natural wollastonite aerated concrete autoclaved. Found that the optimal dosage of natural wollastonite is 5% by weight of solid material instead of sand. The increase in strength relative to the control composition to compression in this case amounted to 33%. The mobility of the mixture at this slightly reduced by 15% relative to the control composition. The average density of the samples does not change, i.e. the introduction of reinforcing elements does not prevent the process gas and the expansion of the concrete.

В последние годы ячеистый бетон в России находит все большее применение при возведении жилых и общественных зданий по технологии монолитного строительства. С активным развитием этого направления в строительстве закономерно увеличивается спрос на стеновые мелкие изделия. В связи с этим, спрос на автоклавный газобетон вполне оправдан и соответствует современным тенденциям «вытеснения» изделий из списка аналогов, в частности силикатного кирпича и мелких блоков из песчаного и легкого бетона. Это объясняется тем, что объем выпуска газосиликатных блоков за последние 10 лет вырос в 6 раз, а силикатного кирпича сократился в 2-3 раза. По итогам оценки Академии Конъюнктуры Промышленных Рынков объем ввода монолитных зданий жилого назначения составит к 2015 году 17,35 млн. $м^2$, а ожидаемый рост спроса на стены из газобетона увеличится к 2015 году до 13,96 млн. $м^3$. Таким образом, в 2015 году спрос на газобетон и изделия из него может превысить 50 млн. $м^3$ [1].

В малоэтажном строительстве востребованы комплекты газобетонных изделий, состоящих из блоков перегородочных и стеновых, перемычек, плит и панелей. Развитие этой отрасли строительства замедляется из-за ряда вопросов, таких как невысокая трещиностойкость газобетона, обусловленная низкой его прочностью на растяжение, в т.ч. при изгибе. Все это, требуют решения в ближайшее время в виду общеизвестного способа усиления – армирование, при производстве мелких изделий

оно малоэффективно. Наиболее перспективное направление по нашему мнению является дисперсное армирование.

Так как автоклавный газобетон, материал с низкими плотностями и пористой структурой, а газобетонная смесь обладает весьма высокой подвижностью (расплыв по Суттарда 25-40 см), то это накладывает определенные требования на дисперсное армирование [2]. Волокно должно быть относительно невысоких плотностей, сопоставимых с плотностью самого газобетона, что позволит исключить эффект оседания или всплытия в процессе заливки в форму и вспучивания газобетонной смеси. При автоклавной обработке температурой 180-200 ^{0}С волокно не должно терять своих физико-механических и микроармирующих свойств.

Одним из таковых материалов является природный волластонит. Этот материал игольчатой структуры. В европейских странах оно используется как заменитель асбеста в пластмассах, цветной металлургии, шинной и лакокрасочной промышленности, в производстве керамики и огнеупоров. По мнению С.А. Антипиной [3], природный силикат кальция предпочтителен для технологии теплоизоляционных материалов, поскольку обладает высокой термо- и химической стойкостью, низкой теплопроводностью, эффективен по отношению реологических свойств силикатных масс, снижает усадочные явления и повышает прочностные свойства. С позиции автоклавного газобетона волластонит имеет высокое химическое сродство с продуктами синтеза известково-кремнеземистого вяжущего и способствует кристаллизации новообразований, имеющих в основном волокнистую структуру.

В связи с вышеизложенным проведен эксперимент по использованию природного волластонита марки Миволл 03-96 (ТУ 5777-006-40705684-2003) производства ЗАО «Геоком» г. Дзержинск, Калужская область.

Изготовление газобетонной смеси проводили в смесителе на базе электродрели с пропеллерной насадкой, создающей вращение 1200 об/мин. Образцы – кубы 100х100х100 мм формовали по литьевой технологии. Эффективность дисперсного армирования исследовали на газобетоне марки D600, расчетный состав которого представлен в табл.1. Расчет состава газобетона плотностью D600 выполнен по методике [4].

Таблица 1

Расчетный состав газобетона D600

Наименование материала	Расход компонентов, г/л	Примечание
Портландцемент	126	Температура воды затворения 50 (±2^{0}С)
Молотая известь (68,6/65)	194	
Молотый кварцевый песок $S_{уд}$= 3100г/см^2	310	
Алюминевая пудра	0,53	
Сульфанол раствор (10%), мл	4,2	

В ходе изготовления газобетонной смеси с добавлением природного волластонита установлено хорошее его распределение не зависимо от дозировки вплоть до 10%. При этом незначительно возрастает водопотребность смеси. Полученные результаты исследования представлены в табл. 2.

Как видно из табл. 2, влияния природного волластонита на прочностные показатели не выявлено, однако общий положительный эффект получен – прочность по отношению к контрольному составу возросла на 50 % как при введении 1%, так и при 10%.

Таблица 2

Влияние природного волластонита на подвижность и однородность газобетонной смеси плотностью D600

№ п/п	Расход воды, мл/замес	Кол-во ПВ в замен песка, % от массы материала	Расплыв смеси, см	Оценка распределения фибры в смеси визуально	Температура заливки смеси, ^{0}C	Высота заливки в форме, мм	Плотность / прочность при сжатии, кг/м^3 / МПа
1	360	0	32	-	43	51	610/1,48
2	360	1	30	Равномерно	41	55	618/2,3
3	360	10	30	Равномерно	41	56	624/2,37

Как видно из табл. 2, влияния природного волластонита на прочностные показатели не выявлено, однако общий положительный эффект получен – прочность по отношению к контрольному составу возросла на 50 % как при введении 1%, так и при 10%.

Для уточнения оптимального содержания волластонита марки Миволл 03-96 изготовлены составы с содержанием 1%, 3%, 5% и 7% в замен молотого песка. Результаты представлены в табл. 3.

Таблица 3

Влияние природного волластонита на свойства газобетонной смеси плотности D600 при B/T=const

№ п/п	№ образца	Кол-во ПВ в замен песка, % от массы материала	Результаты исследований				
			расплыв, см	температура заливки, ^{0}C	высота заливки, мм	плотность* /прочность при сжатии*, кг/м^3 / МПа	средняя плотность / прочность при сжатии, кг/м^3 / МПа
1	1	0	32	39	53	632/1,76	635/ 1,75
	2					638/1,73	
2	3	1	30	40	58	621/1,96	618/ 2,01
	4					614/2,06	
3	5	3	30	42	63	637/2,11	623/ 2,35
	6					609/2,59	
4	7	5	29	42	60	627/2,13	630/ 2,63
	8					632/2,73	
5	9	7	29	42	62	608/2,28	605/ 2,24
	10					602/2,19	

Примечание: *- значения с учетом влажности (W=20%, K_W=1,1).

Анализ полученных результатов (табл. 3) показывает, что оптимальной дозировкой природного волластонита является 5% от массы твердых материалов взамен песка.

Повышение прочности относительно контрольного состава на сжатие достигло 33%. Средняя плотность при этом не меняется, т.е. введение армирующих элементов не препятствует процессу газообразования и вспучивания газобетона.
Таким образом, техническая целесообразность модификации автоклавного газобетона природным волластонитом обоснована.

Литература

1. Волошина О.А. Закономерности и особенности развития рынков минеральных вяжущих в годы кризиса//Строительные материалы, 2012 №2. - С. 12-15.

2. Белов И.А., Богданова Н.П., Сенатова К.С. Анализ требований к свойствам ячеистобетонных блоков. //Сборник 6-ой Международной научно-практической конференция «Опыт производства и применения ячеистого бетона автоклавного твердения», Минск, 26-28 мая 2010г. - С. 59-62.

3. Антипина С.А. Составы и технология термостойких материалов на основе композиций волластонита с известково-кремнеземистым вяжущим// Автореферат на соискание учен. степени канд. техн. наук, Томск, 2005. – 22с.

4. Методические указания к лабораторным работам по курсу «Технология силикатных изделий и конструкций автоклавного твердения»/ сост.: Г.В.Кузнецова, В.И. Санникова. Казань: КазГАСУ, 2010, -16 с.

Ключевые слова: газобетон, волластонит, модификация, прочность

Keywords: aerated concrete, wollastonite, modification, strength

Боровских Игорь Викторович, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, кафедра ТСМИК, к.т.н. доцент, г. Казань, ул. Зеленая, д.1, каф. ТСМИК, тел/факс: (843) 510-47-34, e-mail: borigor83@gmail.com
Морозова Нина Николаевна, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, кафедра ТСМИК, к.т.н, доцент, г. Казань, ул. Зеленая, д.1, каф. ТСМИК, Тел/факс: (843) 510-47-34, e-mail: ninamor@mail.ru
Клоков Владислав Викторович, Казанский государственный архитектурно-строительный университет, студент гр 3СТ202 Института строительных технологий и инженерно-экологических систем, г. Казань, ул. Зеленая, д.1, каф. ТСМИК, Тел/факс: (843) 510-47-34, e-mail: vlad-klokov@mail.ru

Borovskikh Igor Viktorovich, Kazan state University of architecture and construction, candidate of technical Sciences, associate Professor, Kazan, Green street, 1. Tel/Fax: (843) 510-47-34, e-mail: borigor83@gmail.com
Morozova Nina Nikolaevna
Kazan state University of architecture and construction, candidate of technical Sciences, associate Professor, Kazan, Green street, 1. Tel/Fax: (843) 510-47-34, e-mail: ninamor@mail.ru
Klokov Vladislav Viktorovich, Kazan state University of architecture and construction, student, Kazan, Green street, 1. Tel/Fax: (843) 510-47-34, e-mail: vlad-klokov@mail.ru

Для цитирования:
Боровских И.В. Модификация автоклавного газобетона волокнами природного волластонита / И.В. Боровских, Н.Н. Морозова, В.В. Клоков // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С.456 – 460.

Citation:
Borovskikh I.V. Modification of autoclaved aerated concrete fibers of natural wollastonite / I.V. Borovskikh, N.N. Morozova, V.V. Klokov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 456 – 460.

УДК 625.76.004.58

ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ АСФАЛЬТОБЕТОННОЙ СМЕСИ НА АБЗ

Н.С. Дараган, С.В. Турдаков
Кубанский государственный технологический университет, г. Краснодар, Россия

Аннотация.
В статье рассматриваются пути снижения энергозатрат при производстве асфальтобетонных смесей на материалах Краснодарского Края и устройстве дорожных покрытий на асфальтобетонных смесях получаемых по низкотемпературных технологиях за счет использования инновационной энергосберегающей химически активной добавки Evotherm.

ENERGY PRODUCTION AT ASPHALT MIXES ABZ

Abstract.
In article ways of decrease in energy consumption are considered by production of asphalt concrete mixes on materials of Krasnodar Krai and the device of pavings on asphalt concrete mixes of Evotherm received after low-temperature technologies due to use of innovative energy saving chemically active additive.

Асфальтобетонные покрытия являются преобладающим типом для автомобильных дорог I-III технических категорий. На автомобильных дорогах федерального значения протяженность дорог с таким типом покрытия составляет до 80% , регионального – порядка 60%.

Любой элемент дорожного хозяйства - строительство, реконструкция, ремонт, содержание автомобильных дорог, производство асфальтобетонных смесей характеризуется высокой материало- и энергоемкостью. Так, на устройство 1 км асфальтобетонного покрытия для дорог III технической категории необходимо в среднем 1500-2000 т асфальтобетонной смеси. Это требует расхода порядка 1000 т высокопрочного щебня, 700 т песка, 100 т минерального порошка и до 100 т нефтяного битума. Соответственно, на устройство 100 км дорожных покрытий необходимо около 170 тыс. т горячей асфальтобетонной смеси, для производство которой необходимо израсходовать: щебня около 80 тыс. т. песка около 60 тыс. тонн, минерального порошка около 15 тыс. т., битума до 10 тыс. т. При этом имеют место значительные энергетические затраты при приготовлении смеси на АБЗ

расходуемые на сушку каменных материалов (температура в среднем порядка 170° С), обезвоживание и нагрев битума до рабочей температуры 145-155° С, перемешивание компонентов в смесителе и получение асфальтобетонной смеси с последующим устройством асфальтобетонного покрытия при температуре 150-160° С.

В среднем на производство асфальтобетонной смеси на АБЗ объем энергозатрат составляет 180-190 ГДж на 1 т, на транспортировку и устройство асфальтобетонного покрытия на дороге III технической категории до 200-250 ГДж на 1 км. В свете этого, к приоритетным направлениям в решении проблемы снижения затрат электроэнергии на производство асфальтобетонной смеси и устройство асфальтобетонных покрытий относятся: использование энергосберегающих технологий, холодных и теплых асфальтобетонных смесей, а также совершенствование технологического оборудования завода.

Всемирная ассоциация дорожников объявила ближайшее десятилетие эрой низкотемпературных технологий в дорожном строительстве и соответственно снижения влияния автотранспортной сети и дорожного хозяйства на климат планеты, являющиеся основными антропогенными источниками загрязнения атмосферы в виде углекислого газа. При снижении технологических температур на АБЗ, соответственно выбросов парниковых газов в окружающую среду к 2020 г. сократить до 30%. Принцип энергосбережения в дорожной отрасли за счет снижения температур во всех технологических процессах устройства покрытий взаимосвязан с охраной окружающей среды, является актуальной проблемой.

В КубГТУ ведутся научно-исследовательские работы по внедрению инноваций в производство асфальтобетонных смесей за счет разработки технологических параметров получения низкотемпературных составов с учетом региональных условий Краснодарского Края.

С целью снижения энергозатрат на производство горячей асфальтобетонной смеси на БНД 60\90 используется химически активная добавка класса полеаминов Evotherm. Добавка обладает высокой термостабильностью до 200 ° С, что позволяет применять её при производстве асфальтобетонных смесях типа А;Б;В в составе вводимого горячего вязкого битума. Активные вещества добавки класса полеаминов Evotherm снижают внутреннее трение в пленке битума и не меняя его вязкости, придают битуму тиксотропные свойства, выполняя при этом роль смазки, что позволяет снизить температуру приготовления асфальтобетонной смеси с 170-160 ° С до 120-110 ° С и температуру смеси при устройстве асфальтобетонных покрытий на 50 ° С, снижая при этом в целом энергозатраты на 30%.

В среднем удельные затраты энергии на производство асфальтобетонной смеси на АБЗ Краснодарского Края в установке ДС-158 составляют до 300 -400 кВт в ч. в сутки. При этом на цикл обезвоживания (заполнение емкости, нагрев до температуры 100° С, осторожный, с периодическими отключениями, чтобы не случилось выбросы битума, нагрев до момента подъема температуры и догрев до 160° С) в зависимости от мощности нагревателей уходит 10-16 часов. А всего за цикл обезвоживания тратится 1400 кВт в ч. в сутки электроэнергии на 20 т. битума или 70 кВт в ч. в сутки на 1 т.

Удельный расход электроэнергии на поддержание рабочей температуры 1 т. битума в емкостях временного хранения и в расходной емкости, на обогрев битумопроводов (потери в окружающую среду) составляет около 30 кВт в ч. в сутки.

При существующей традиционной технологии производства горячей асфальтобетонной смеси типа Б, только на тепловую обработку вязкого битума расходуется порядка 150-180 кВт в ч. в сутки. Расходу энергии на сушку каменных материалов в сушильном барабане до 180-200 кВт в ч. в сутки с учетом климатических условий на АБЗ. Смесь, приготовленную в горячем виде с данной добавкой позволяет ее уплотнять в слое покрытия при температуре в конце уплотнения 70-80^{o} С. Таким образом, добавка Evotherm снижает энергозатраты на всех этапах производства цикла устройства дорожных покрытиях на автомобильных дорогах Кубани.

В свете этого снижение температуры приготовления асфальтобетонной смеси за счет применения энергосберегающей добавки является Evotherm, поэтому применение низкотемпературной технологии производства асфальтобетонной смеси на АБЗ Краснодарского Края соответствует поставленной задачи по снижению энергозатрат на строительство автомобильных дорог.

Применение теплой смеси с добавкой Evotherm на материалах ДСУ-1 г. Краснодара апробировано при ремонте участка автомобильной дороги Р-268-Краснодар-Ейск. Как показали результаты лабораторных испытаний физико-механических свойств вырубок из дорожных покрытий теплый асфальтобетон с добавкой Evotherm не уступает по качеству горячего асфальтобетона типа Б по всем регламентируемым показателям действующего ГОСТ 9128-09 на горячий дорожный асфальтобетон.

Таким образом, одним из эффективных путей экономии энергоресурсов и повышении экологической чистоты при производстве асфальтобетонных смесей и ремонте, содержании, устройстве дорожных покрытий на автомобильных дорогах Краснодарского Края, является использование теплых асфальтобетонных смесей с инновационной энергосберегающей добавкой комплексного действия Evotherm, что соответствует актуальной проблеме в дорожной отрасли внедрять в дорожное строительство энергосберегающих экологически чистых технологий.

Литература

1. ГОСТ 9128-09 Смеси асфальтобетонные дорожные, аэродромные и асфальтобетон.
2. Стандарт ООО «ДорНИИ» на применение добавки Evotherm при устройстве асфальтобетонных покрытий, М.,2012 г., 21 с.
3. ГОСТ 22245-90 Битумы нефтяные дорожные вязкие.

Ключевые слова: Асфальтобетон, битум, вязкость, уплотнение, температура, структура, минеральные составляющие, асфальтобетонный завод.

Keywords: Asphalt concrete, bitumen, viscosity, consolidation, temperature, structure, mineral components, asphalt concrete plant.

Н.С. Дараган, кандидат технических наук Кубанский государственный технологический университет, г. Краснодар, Россия
С.В. Турдаков, Кубанский государственный технологический университет, г. Краснодар, Россия
Daragan N.S., associate professor, candidate of Technical Sciences, associate professor, Kuban state technological university
Turdakov S.V., Kuban State Technological University, Krasnodar.

Для цитирования:
Дараган Н.С.. Энергосбережение при производстве асфальтобетонной смеси на АБЗ / Н.С. Дараган, С.В. Турдаков // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 460 – 463.

Citation:
Daragan N.S. Energy production at asphalt mixes ABZ / N.S. Daragan, S.V. Turdakov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 460 – 463.

УДК 666.3:6–022.532

ЭЛЕКТРОМАГНИТНАЯ ОБРАБОТКА ПРИРОДНЫХ СИЛИКАТОВ, АКТИВИРОВАННЫХ ТОНКОДИСПЕРСНЫМИ МОДИФИКАТОРАМИ НА ОСНОВЕ ОКСИДА АЛЮМИНИЯ

И.А. Женжурист
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация
На примере изменения прочности обожженного материала показано влияние гидрозолей оксида алюминия, стабилизированных уксусной (АЗ-УК), азотной (АЗ-1), соляной (АЗ-ХЛ) кислотами, и электромагнитного поля на структурообразование водных суспензий природных алюмосиликатов, отмечено влияние природы силиката на структуру золя после обработки электромагнитным полем СВЧ. Показано действие гидроксида алюминия (шлама гальванического производства) и электромагнитного поля СВЧ на прочностные свойства обожженных силикатов.

ELECTROMAGNETIC PROCESSING NATURAL SILICATE, ACTUATED TONKODISPERSNYMI MODIFIER ON BASE ALUMINA

Abstract
On example of the change to toughness of the burnt material is shown influence hydrosols alumina, stabilized vinegar (AZ-UK), nitric (AZ-1), salt (AZ-HL) acid, and electromagnetic field on structurization water suspensions natural aluminosilicate, is noted influence of the nature of the silicate on structure ash after processing by electromagnetic floor SVCH. It Is Shown action gydrocside aluminum (tailings galvanic production) and electromagnetic field SVCH on characteristic burnt silicate.

Проблема, связанная с улучшением технологических показателей природного сырья, решается различными путями: от традиционного обогащения механическими и физико-химическими методами, модификацией компонентами различного уровня дисперсности, особенно эффективны нано-модификаторы, до активизации физико-химических процессов формирования структуры материала энергетическими полями различной мощности.

В работах [1-3] в качестве модификаторов глинистого сырья исследовали гидрозоли оксидов кремния и алюминия, результат действия которых проявился в изменении технологических свойств суспензий глин и повышении прочности обожженных изделий.

В керамической промышленности энергетическая эффективность технологии особенно актуальна и прямым образом связана с получением необходимых характеристик изделия при возможно более экономичном температурно-временном режиме обжига, при более низких температурах спекания керамической массы. Реализация этой технологии становится возможной при активации процессов фазообразования при спекании компонентов исходной сырьевой шихты. Решению этой проблемы посвящены исследования по энергетической активации процессов фазообразования электромагнитными полями различной частоты и мощности.

В работах [1-3] отмечено усиливающее действие электромагнитного поля на проходящие в глинистой композиции процессы формирования структуры керамического материала. В работе [4] показана возможность низкотемпературного синтеза муллита. В последнее время в литературе активно обсуждаются результаты исследований действия излучений различной энергии, особенно сверхвысокочастотного (СВЧ) излучения, на оксиды металлов, которые являются основой керамических материалов [5].

Полиминеральный состав глин различается содержанием глинообразующих минералов, имеющих различный тип алюмосиликатной слоистой структуры, дисперсность и, как следствие этого, различные технологические свойства. Изменяя структурные особенности исходных глинистых минералов можно корректировать технологические параметры глинистых композиций и конечные свойства обожженных изделий.

Специфика структуры материала начинает формироваться на межмолекулярном, наноразмерном или коллоидном уровне. Для алюмосиликатов, у которых атомы Al и Si имеют близкие значения атомных радиусов (0.143 и 0.134 нм), способных замещать друг друга в атомных решетках, создаются условия для образования фаз, таких как например муллит, при более низких температурах [4]. Эти процессы могут быть активизированы извне путем введения в исходную шихту активных центров, например наноразмерных оксидов алюминия, и действием на формирующуюся структуру керамики энергетическими импульсами.

Учитывая то, что подготовка полуфабриката изделия основана на обработке, создании и сохранении в системе структур, аккумулирующих энергию, которая будет использована на последующей стадии спекания материала, модификация материала на первичной стадии формирования структуры частицами

наноразмерного уровня и импульсами высоких энергий может быть наиболее эффективной.

В работах [1-3], посвященных этому направлению, исследовали модельные системы, состоящие из близких по составу алюмосиликатов с содержанием основных оксидов SiO_2 (53,6 – 56,4)% и Al_2O_3 (20,0 – 27,9)% (бентонитовой глины Нурлатского месторождения и огнеупорной глины Нижне-Увельского месторождения), кварце, диатомите, а также обычных для Волго-Уральского региона суглинка Новониколаевского месторождений. Исследовали действие нанодисперсных частиц оксида алюминия, стабилизированных уксусной (АЗ-УК), азотной (АЗ-1), соляной (АЗ-ХЛ), гидроксида алюминия в виде шлама и электромагнитных полей на процессы формирования структуры алюмосиликатов.

На рис. 1 показана зависимость прочности обожженных образцов от действия модифицирующей добавки гидрозоля оксида алюминия и действия электромагнитного поля. При модификации глин алюмозолем под действием электромагнитного поля наблюдается наибольшие показатели прочности обожженных образцов.

На рис. 2 представлена зависимость прочности на сжатие обожженных образцов из силикатных масс с гидроксидом алюминия (шламом гальванического производства), обработанных электромагнитным полем СВЧ. Наибольший эффект возрастания прочности после обработки электромагнитным полем отмечен у кварцевого песка, наименьший - у диатомита, что говорит о зависимости получаемого эффекта от структуры обрабатываемого материала.

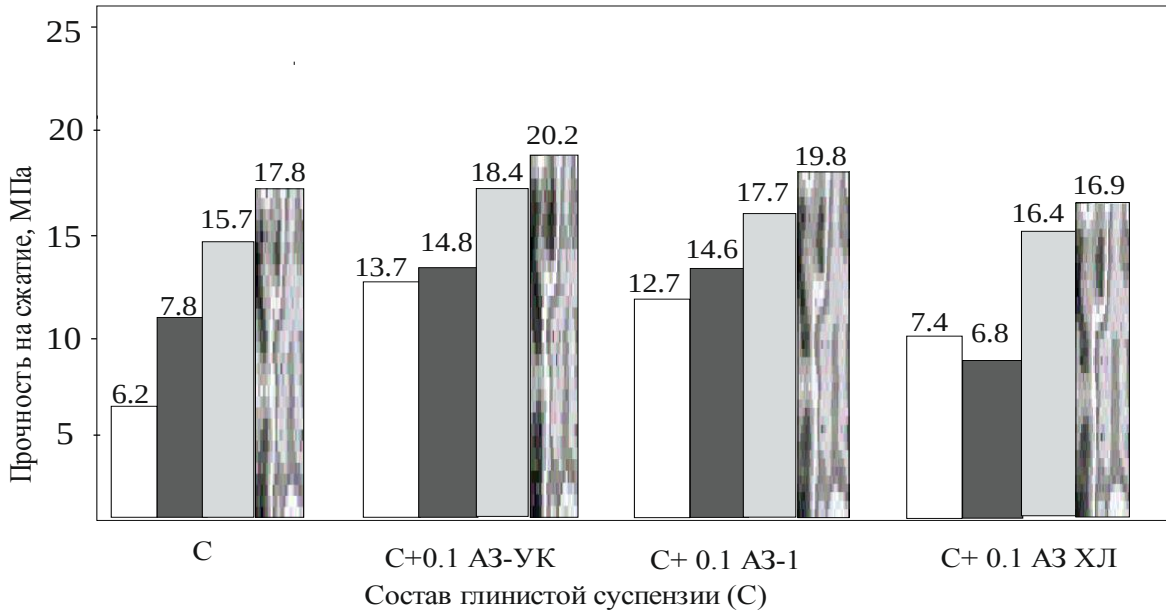


Рис. 1. Прочность на сжатие обожженных при 1000 ℃ образцов, отлитых из шликеров 36% водной суспензии глин:

- Огнеупорной механического сешения
- Огнеупорной электромагнитного смешения
- Бентонитовой глины механического смешения
- Бентонитовая глина электромагнитного смешения

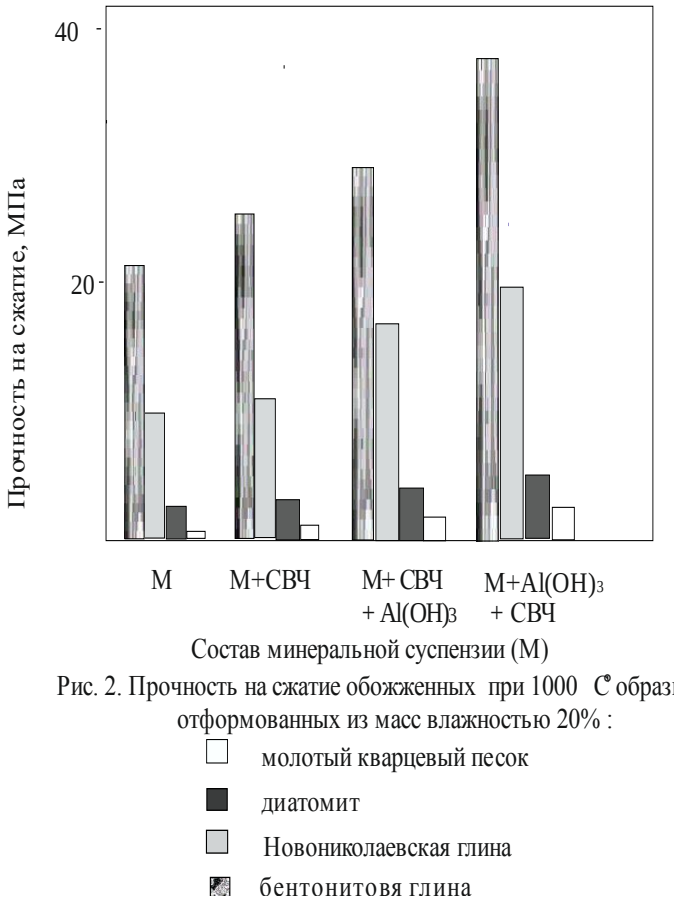
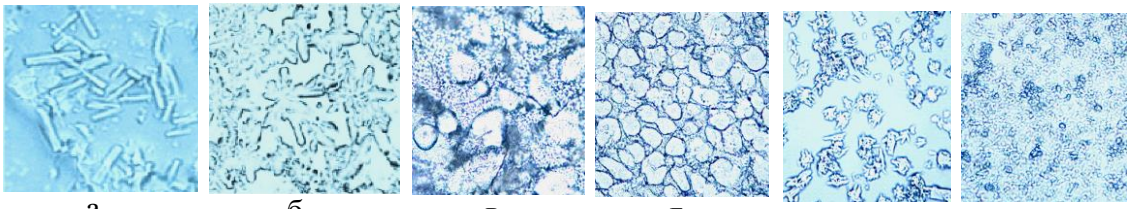


Рис. 2. Прочность на сжатие обожженных при 1000 °С образцов, отформованных из масс влажностью 20% :

Изменение структуры материала после действия электромагнитного поля на силикатную композицию с гидроксилом алюминия на примере золя показана на рис. 3. Видно, что при обработке композиции электромагнитным полем изменяется формирующаяся алюмосиликатная структура материала, приобретает равномерный мелкозернистый характер у кварца и диатомита, а у глины меняется форма кристаллической образований, что отражается в дальнейшем на прочности материала при обжиге.

Влияние электромагнитных полей на формирование структуры материала отразилось на характере кривых дифференциально-термического анализа, рентгенофазового анализов, описанных в работах [1-3]. Дифференциально-термический анализ показал изменения, происходящие в температурном режиме процесса дегидратации гидроалюмосиликатной системы и снижение температуры начала экзотермического процесса фазообразования. Результаты РФА анализа модифицированных алюмосиликатных систем показали наличие новых фаз.

Таким образом, проведенные нами исследования показали, что наиболее эффективным оказалось совместное действие с модификатором электромагнитного поля СВЧ. Полученные результаты согласуются с данными ряда публикаций по электромагнитной активации процессов фазообразования, например низкотемпературного синтеза муллита в системах на основе солей алюминия и этилсиликата [4] и сверхвысокочастотного излучения на оксиды металлов [5].



а б в г д ж

Рис. 3. Микроструктура золей 10% водных суспензий х 1000:
а - бентонитовой глины с добавкой 0,1 % АЗ-1;
б -бентонитовой глины, обработанной полем СВЧ (3 мин) с добавкой 0,1% АЗ-1;
в - кварцевого песка с добавкой 0,1 % АЗ-1;
г - кварцевого песка, обработанного полем СВЧ (3 мин) с добавкой 0,1% АЗ-1;
д - диатомита с добавкой 0,1 % АЗ-1;
ж - диатомита, обработанного полем СВЧ (3 мин) с добавкой 0,1% АЗ-1

Работа выполнена в рамках проектной части государственного задания № 7.1955.2014/К в сфере научной деятельности по теме: «Разработка научно-технологических основ малотоннажной строительной химии – как отрасли строительной индустрии России (эффективной отрасли национальной экономики России)».

Литература

1. Женжурист И.А. Активизация алюмосиликатного комплекса Нурлатского бентонита добавками гидрозолей алюминия и электромагнитным полем // Литейное производство. 2013. №3. С. 9–11.

2. Женжурист И.А., Карасева И.П. Зависимость технологических характеристик Нижнеувельской глины от добавок гидрозолей алюминия и влияния электромагнитного поля // Огнеупоры и техническая керамика. 2013. №3. С. 50–54.

3. Женжурист И.А. Перспективные направления наномодифицирования в строительной керамике // Строительные материалы. 2014. №4. С. 36–29.

4. Знаменский Л.Г., Варламов А.С. Низкотемпературный синтез муллита в керамике по золь-гель процессу при электроимпульсном воздействии на коллоиды // Огнеупоры и техническая керамика. 2014. №4-5. С. 46–50.

5. Пушкарев О.И., Шумячер В.М., Мальгинова Г.М. Микроволновая обработка порошков тугоплавких соединений электромагнитным полем СВЧ // Огнеупоры и техническая керамика. 2005. №1. С. 7–9.

Ключевые слова: Гидрозоль оксида алюминия, электромагнитное поле СВЧ, гидроксид алюминия, шлам гальванического производства, прочность материала.

Keywords: Gidrozoli alumina, electromagnetic field SVCH, gydrocside aluminum, tailings galvanic production, toughness of the material.

Женжурист Ирина Александровна, кандидат технических наук, доцент кафедры технологии строительных материалов, изделий и конструкций (ТСМИК) КГАСУ, ir.jenjur@yandex.ru
Zhenzhurist Irina Aleksandrovna, candidate of the technical sciences, assistant professor of the pulpit to technologies of the building materials, product and design (TSMIK) KGASU, ir.jenjur@yandex.ru

Для цитирования:
Женжурист И.А. Электромагнитная обработка природных силикатов, активированных тонкодисперсными модификаторами на основе оксида алюминия / И.А. Женжурист // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С.463 – 468.

Citation:
Zhenzhurist I.A. Electromagnetic processing natural silicate, actuated tonkodispersnymi modifier on base alumina / I.A. Zhenzhurist // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.463 – 468.

УДК 678.664

ЭПОКСИУРЕТАНОВЫЕ ЛАКОКРАСОЧНЫЕ ПОКРЫТИЯ

Н.П. Ионова
Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова
Г. Чебоксары, Россия

Аннотация.
Изучены закономерности синтеза и свойства быстроотверждающихся эпоксиуретановых полимерных покрытий (ЭПП) на основе эпоксидных смол ЭД-20 (Россия), Epikote 862 (Великобритания) и Der 331 (США), промышленно выпускаемых отечественных сложных полиэфиров ПДА 800 и ПС, полиизоцианата и лапрамола 294. Показано, что зарубежные эпоксидные смолы могут быть заменены смолой ЭД-20 и на ее основе возможно получение высококачественных быстроотверждающихся ЭПП, которые могут найти применение для защиты металлических поверхностей.

EPOKSIURETHANE COATINGS

Abstract.
The laws of the synthesis and properties of fast hardening epoksiurethane polymer coatings (EPC) on the base of epoxide resins ED-20 (Russia), Epikote 862 (UK) and Der 331 (USA), industrial produced domestic polyesters PDA 800 and PC, the polyisocyanate and lapramol 294. It is shown that the foreign epoxide resins may be replaced by ED-20 and its base is possible to obtain high quality fast hardening EPC which may find use to protect metallic surfaces.

Эпоксиуретановые композиции находят широкое применение в качестве лакокрасочных покрытий. Одним из эффективных способов получения эпоксиуретанов является отверждение гидрокси- и эпоксисодержащих олигомеров изоцианатами. [1-3]. Такие композиции в настоящее время в основном разрабатывают на основе зарубежных эпоксидных смол Epikote 862 (Великобритания) и Der 331 (США), являющиеся аналогами отечественной эпоксидиановой смолы ЭД-20 [4, 5]. Проблема замены зарубежных ЭС на отечественные ЭС в рецептурах лакокрасочных материалов представляет непростую задачу [6, 7], т.к. зарубежные ЭС по реологическим характеристикам и, в особенности, по реакционной способности, существенно отличаются от

отечественных ЭС. Поэтому актуальным является разработка и исследование свойств эпоксиуретановых полимерных покрытий (ЭПП) на основе отечественных ЭС с установлением рецептуры и условий их получения. В работе [8] нами показана возможность получения на основе смолы ЭД-20 ЭПП, которые не уступают по свойствам ЭПП на основе импортных ЭС. Однако ЭПП, полученные этим способом характеризуются длительным временем отверждения. В связи с этим в данной статье изучены закономерности синтеза и свойства быстроотверждающихся двухупаковочных ЭПП на основе эпоксидных смол ЭД-20, Epikote 862 и Der 331.

ЭПП получали в две стадии. На первой стадии по методике [9] взаимодействием полиэфиров с эпоксидными смолами при температурах 160-180°С и постоянном вакуумировании (3-5 мм рт. ст.) получали тетраполифункциональные эпоксиполиэфиры. Затем путем растворения в толуоле охлажденных до температуры 20°С эпоксиполиэфиров и лапрамола 294 получали компонент А с содержанием эпоксиполиэфира от 50 до 90 мас. %, лапрамола 294 от 5 до 7 мас. %. Компонетом Б служил ПИЦ, который смешивали с компонентом А при мольных соотношениях ОН-групп эпоксиполиэфиров и лапрамола 294 к NCO-группам ПИЦ равных 1:(0,9÷1,2). На основании данных патента [10], ускорителем реакции взаимодействия эпоксиполиэфиров с ПИЦ был взят Лапрамол 294. Отверждение полученной смеси проводили на воздухе при 20 и 100ºС. В ходе синтезов эпоксиполиэфиров и при взаимодействии компонентов А и Б содержание функциональных групп в реакционных смесях определяли химическими методами [11], а также ИК–спектроскопическим методом на спектрофотометре SPEKORD-75 IR в диапазоне 4000-400 $см^{-1}$. Для отвержденных ЭПП были изучены физико-механические свойства (напряжение при равномерном растяжении ($\sigma_р$); твердость, адгезия к стали, химическая стойкость (степень набухания, ΔG) в растворителях, содержание гель-фракции (Р), проведен термомеханический анализ с определением температуры деструкции ($Т_{дест}$).

Анализ ИК-спектров исходных веществ, эпоксиполиэфиров и ЭПП показал, что эпоксидные группы (917–800 $см^{-1}$) взаимодействуют с гидроксильными группами (3650–2800 $см^{-1}$) полиэфиров с образованием эпоксиполиэфиров, содержащих «новые» ОН-групп (3650–2800 $см^{-1}$); ОН-группы эпоксиполиэфиров (3650–2800 $см^{-1}$) и лапрамола 294 (3650–2800 $см^{-1}$) взаимодействуют с изоцианатными группами (2400–2100 $см^{-1}$) ПИЦ с образованием уретановых групп (1735–1700 $см^{-1}$) ЭПП. Введение лапрамола 294 обеспечивает при взаимодействии эпоксиполиэфиров с ПИЦ образование дополнительных сшивок в отвержденных ЭПП.

В таблице приведены свойства отвержденных ЭПП. Как видно, формирование ЭПП при 100°С заканчивается за более короткое время и с большими выходами сетчатого полимера, чем при 20°С. ЭПП на основе ЭД-20 по физико-механическим свойствам, адгезии к стали и термостойкости ($Т_{дест}$) не уступают ЭПП на основе зарубежных ЭС, а также ЭПП, полученному псевдофорполимерным методом [8]. Наличие в составе исследованных композиций лапрамола 294 приводит к ускорению процесса их отверждения и ингибированию процесса коррозии защищаемой металлической поверхности в кислых и щелочных средах с сохранением высоких физико-механических показателей ЭПП. Лучшими физико-

механическими свойствами обладает ЭПП, полученное на основе состава 3 (мас. %: ЭД-20 (5), ПДА 800 (23), ПИЦ (19), лапрамол 294 (3), толуол (50)).

Таблица

Свойства ЭПП

Свойства	Составы							
	1	2	3	4	1	2	3	4
Температура отверждения	20°С				100°С			
Время отверждения, ч.	1,0	1,3	1,5	8	0,3	0,5	1,0	3
Р, масс. %	89	87	90	89	94	91	96	91
$\sigma_р$, МПа	30,4	30,1	31,0	24,7	42,3	38,7	45,7	44,2
Твердость пленки, усл. ед., не менее	0,3							
Адгезия к стали, баллы, не более	2							
$T_{дест}$, °С	274	268	275	270	295	290	300	290
ΔG (10% р-р HCl), %	3,3	3,6	3,3	3,3	3,3	3,4	3,3	3,5
ΔG (10% р-р KOH), %	2,8	1,5	1,5	1,9	2,0	1,5	1,5	2,9
ΔG (толуол), %	0,6	2,3	0,6	0,9	0,5	1,7	0,5	0,5
ΔG (этанол), %	6,3	1,3	1,2	14,4	5,7	1,0	1,3	12,2

Примечание: Составы ЭПП (мас. %): 1 –Epikote 862 (4), ПС (37), ПИЦ (17), лапрамол 294 (2), толуол (40); 2 –Der 331 (6), ПДА 800 (33), ПИЦ (27), лапрамол 294 (4), толуол (30); 3 –ЭД-20 (5), ПДА 800 (23), ПИЦ (19), лапрамол 294 (3), толуол (50); 4 – ЭПП, полученное псевдофорполимерным методом на основе ЭД-20, ПДА 800 и ПИЦ без лапрамола 294 [8].

Таким образом, на основе отечественного сырья (смолы ЭД-20, полиэфира ПДА 800, ПИЦ и лапрамола 294) разработано быстроотверждающееся высококачественное ЭПП, которое может быть использовано для защиты металлических поверхностей в условиях воздействия высоких нагрузок, повышенных температур и агрессивных сред.

Литература

1. Омельченко С.И., Кадурина Т.И. Модифицированные полиуретаны. Киев: Наук. думка, 1983. 260 с.

2. Кадурина Т.И., Прокопенко В.А., Лаевская Л.И. // Лакокрасоч. материалы и их применение. 1988. № 6. С. 23–25.

3. Спиридонова Р.Р., Галибеев С.С., Кочнев А. М., Архиреев В.П. // Журн. прикл. химии. 2003. Т.76. №. 2. С. 298-303.

4. Кочнова З.А., Жаровнюк Е.С., Чалых А.Е. Эпоксидные смолы и отвердители. М.: ООО «Пэйнт-Медиа», 2006. 200 с.

5. Еселев А.Д., Бобылев В.А. // Лакокрасоч. материалы и их применение. 2005. №10. С. 16–26.

6. Кириллов А.Н., Софьина С.Ю., Гарипов Р.М., Дебердеев Р.Я. // Лакокрасоч. материалы и их применение. 2003. №4. С. 25–28.

7. Бобрышев А.Н., Лахно А.В., Кувшинов В.Н. и др. // Полиурет. технологии. 2007. №5. С. 32–36.

8. Николаева Н.П., Кузьмин М.В., Кольцов Н.И. // Вестник Казан. технол. ун-та. 2013. Т. 16. №1. С.136–138.

9. Пат. РФ 2457220, МПК C08G18/58. Способ получения эпоксиполиуретанов.

10. Пат. РФ 2236425, МПК7 C08L75/08. Полиуретановое пленкообразующее.

11. Торопцева А.М., Белогородская Н.В., Бондаренко В.М. Лабораторный практикум по химии и технологии высокомолекулярных соединений. Л.: Химия, 1972. 415 с.

Ключевые слова: эпоксидные смолы, полиэфир, эпоксиуретан, лакокрасочные материалы, полиизоцианат.
Keywords: epoxy resins, polyester, epoksiuretan, paints, polyisocyanate.

Ионова Н.П., инженер. Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова. Электронная почта: niknapa@mail.ru.
N.P. Ionova, engineer, Chuvash State University named after I. Ulyanov. E-mail: niknapa@mail.ru.

Для цитирования:
Ионова Н.П. Эпоксиуретановые лакокрасочные покрытия / Н.П. Ионова // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С.468 – 471.

Citation:
Ionova N.P. Epoksiurethane coatings / N.P. Ionova // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P.468 – 471.

УДК 691.32

УСКОРИТЕЛЬ ТВЕРДЕНИЯ ДЛЯ ПОДВИЖНЫХ И ЛИТЫХ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ

А.Ф. Галеев, Р.Р. Кашапов, Н.М. Морозов, В.Г. Хозин
Казанский государственный архитектурно-строительный университет, г. Казань, Россия

Аннотация.
Ускорение твердения бетона является одним из путей энергосбережения при производстве бетонных и железобетонных конструкций. В статье представлены результаты испытания комплексного модификатора из химических и минеральных добавок на подвижных смесях. Показано влияние комплексной добавки на реологические и физико-механические свойства мелкозернистого бетона. Совместное использование суперпластификатора, наполнителя и ускорителей позволяет при повышении подвижности бетонной смеси повысить марочную прочность на 50% от контрольного состава.

HARDENING ACCELERATOR FOR MOVING AND CAST CONCRETE MIXTURES

Abstract.
The acceleration of concrete hardening is one of the ways of energy saving in the manufacture of concrete and reinforced concrete constructions. The article presents the results of the test complex modifier of chemical and mineral additives on the mobility of the mixture. Shows the effect of complex additives on the rheological and mechanical properties of fine-grained concrete. Sharing superplasticizer filler and accelerators allows an increase in the mobility of the concrete mix to increase brand strength by 50% of the control composition.

В мировой практике строительства все большее место занимают конструкции и сооружения, возведенные из бетонов с высокими эксплуатационными свойствами. Такие бетоны отличаются многокомпонентностью состава, и их свойства регулируют управляемым структурообразованием на всех этапах технологии. Развитие теории и технологии вяжущих веществ и бетона, определило реальные предпосылки создания новых модификаторов структуры высококачественного бетона [1].

Спектр современных добавок очень широк. Известные комплексные модификаторы бетона: Лигнопан, Реламикс, ЛМГ, Универсал П-2 и др., применяемые с целью снижения затрат на ТВО, имеют свои недостатки. При наличии высокого технического эффекта, они приводят к значительному удорожанию железобетонных изделий и сооружений (при монолитном строительстве), и наоборот, при хорошем экономическом эффекте, слабо выражен эффект снижения затрат на энергоносители для ТВО и сокращения сроков возведения сооружений при монолитном строительстве [2].

При применении литого бетона следует учитывать, что повышение подвижности смеси при прочих равных условиях ведет к увеличению расхода цемента, поэтому в литом бетоне для экономии цемента целесообразно использовать суперпластификаторы и комплексные добавки на их основе [3]. В связи с этим в состав разрабатываемой добавки в качестве пластифицирующего компонента был использован промышленно выпускаемый продукт – суперпластификатор – Полипласт СП-1, выпускаемый на ОАО «Полипласт», г. Первоуральск.

Для активного управления структурой и свойствами бетонной смеси и бетона, наряду с химическими добавками применяют минеральные. Добавки высокодисперсных наполнителей формируют в водовяжущей системе дополнительные центры кристаллизации, что содействует ускорению твердения и повышению прочности цементного камня. Традиционными наполнителями для цементов являются молотый кварцевый песок, молотые гранулированные металлургические шлаки, золы ТЭЦ. Наиболее эффективными добавками для применения в цементных бетонах считаются кремнийсодержащие соединения. Так же кварцевый песок является доступным и относительно недорогим продуктом. Вот почему в качестве минерального носителя новой добавки был выбран молотый кварцевый песок. Для исследования был использованы два варианта добавки : на основе суперпластификатора Полипласт СП-1 (добавка А) и на основе лигносульфонатов (добавка Б)

Состав добавки А: кварцевый песок - 30,3 %; суперпластификатор - 24,2 %; сульфат калия - 15,2 %; сульфат натрия - 30,3 %. Состав добавки Б : кварцевый песок - 22 %; лигносульфонат - 13 %; сульфат калия - 22 %; сульфат натрия - 43 %.

Сравнение химических добавок проводилось на составе бетона марки М300. В качестве вяжущего использовали портландцемент ЦЕМ I 42,5 Н Мордовского цементного завода. Крупный заполнитель – гравий фракции 5-20 мм, мелкий заполнитель - песок с модулем крупности 2,1. Подвижность бетонной смеси варьировали от марки П3 до П5 включительно путем изменения расхода воды. Были использованы следующие условия твердения бетона:

- нормальные условия (t=20±2 ^{0}C);
- тепловая обработка при t=30^{0}C в течение 14 часов.

Состав бетона: цемент – 406 кг, песок – 750 кг, гравий – 1050 кг. Количество добавки А – 3,3% от массы цемента, добавка Б – 2,3 % от массы цемента. Полученные результаты испытаний представлены в табл. 1 и 2.

Как видно из табл. 1, при тепловой обработке 30 ^{0}C в течение 14 часов в подвижных бетонных смесях (марка П3 и П5) возможно получение следующих эффектов: использование добавки Б до подвижности П3 включительно позволяет получать прочность 68 % от марочной, добавка А во всем интервале изменения подвижности бетонной смеси дает прочность не ниже 69 % от марочной (при подвижности П5). Применение разработанных добавок позволяет повысить прочность образцов в возрасте 28 суток: при использовании добавки Б прочность возрастает на 25 %, а добавки А дает увеличение прочности не менее 35 % от контрольных образцов.

Таблица 1

Результаты испытаний ускоряющей добавки на бетоне при температуре ТВО 30 ^{0}C в течение 14 часов

Марка по подвижности	№	Добавка	Подвижность, см	Плотность бетонной смеси, кг/см^3	Прочность, кг/см^2/ % от марки, в возрасте			
					1 сутки	2 суток	3 суток	28 суток
П3	1	-	11	2380	123	165	199	315
					39	52	63	100
	2	Б	11	2370	213	233	251	431
					68	74	80	123
	3	А	10,5	2410	253	297	300	481
					80	94	95	137
П5	4	-	22	2310	70	107	122	271
					26	40	46	100
	5	Б	22	2330	113	178	197	321
					42	66	73	118
	6	А	22	2320	187	242	253	393
					69	89	93	145

Из табл.2 видно, что использование добавок на смесях подвижностью от П3 и выше не приводит к получению отпускной прочности в первые сутки твердения при температуре 20 ^{0}С. Добавка А при температуре 20 ^{0}С и подвижности бетонной смеси П5 позволяет получать прочность 50 % от марочной, что экономически и технологически обосновано при монолитном строительстве.

Таблица 2

Результаты испытаний ускоряющих добавок при разной подвижности бетонной смеси при нормальных условиях твердения

Марка по подвижности	№	Добавка	Подвижность, см	Плотность бетонной смеси, кг/см^3	Прочность, кг/см^2/ % от марки	
					24 часа	28 суток
П3 (ОК=10-15 см)	1	-	12	2340	82	315
					26	100
	2	Б	15	2350	90	431
					29	137
	3	А	10	2370	206	481
					65	153
П5 (ОК более 20 см)	4	-	22	2310	36	271
					13	100
	5	Б	22	2330	70	321
					26	118
	6	А	22	2320	136	393
					50	145

Использование разработанных добавок позволяет получить следующие эффекты:

- снижение температуры изотермического прогрева бетона до 30 ^{0}С и получение отпускной прочности через 1 сутки (70 %) , в случае использования добавки Б при подвижности П3, а при введении добавки А во всем интервале изменения подвижности бетонных смесей;

- увеличение марочной прочности бетона без увеличения расхода цемента и возможность использования при монолитном строительстве для снижения температуры прогрева бетона, сокращения сроков распалубки и ускорения темпов строительства.

Литература

1. Калашников В.И., Тараканов О.В., Кузнецов Ю.С., Володин В.М., Белякова Е.А. Бетоны нового поколения на сонове сухих тонкозернисто-порошковых смесей // Инженерно-строительный журнал, №8, 2012. – С.47-53.

2. Касторных Л.И. Добавки в бетон и строительные растворы. Учебно-справочное пособие. – Ростов н/Д.: Феникс, 2008. – 221с.

3. Сальников А.В. Морозова Н.Н, Хозин В.Г., Демьянова В.С. Влияние комплексного модификатора на свойства цементного вяжущего. // Строительные материалы, № 8,2004. - С. 36-37.

Ключевые слова: ускоритель твердения бетона, подвижные и литые бетонные смеси, прочность, расход цемента.

Keywords: the concrete hardening accelerator, moving and cast concrete mixtures, strength, the consumption of cement.

Галеев А.Ф., студент, КазГАСУ, e-mail: ramires120490@mail.ru
Кашапов Р.Р., аспирант, КазГАСУ, e-mail: ramires120490@mail.ru
Морозов Н.М., кандидат технических наук, доцент, КазГАСУ, e-mail: nikola_535@mail.ru
Хозин В.Г.**,** доктор технических наук, профессор, КазГАСУ, e-mail: kozin@ksaba.ru

Galeev Ayzat Faritovich, Kashapov Ramil Railevich, Morozov Nikolai Mihailovich, Khozin Vadim Grigorjevich , Kazan State University of Architecture and Engineering, Kazan.

Для цитирования:
Галеев А.Ф. Ускоритель твердения для подвижных и литых бетонных смесей / А.Ф. Галеев, Р.Р. Кашапов, Н.М. Морозов, В.Г. Хозин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 471 – 475.

Citation:
Galeev A.F. Hardening accelerator for moving and cast concrete mixtures / Galeev A.F., Kashapov R.R., Morozov N.M., Khozin V.G. // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 471 – 475.

УДК 691.168

ИССЛЕДОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ АСФАЛЬТОБЕТОНОВ В УСЛОВИЯХ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПЕРЕМЕННОЙ ВЛАЖНОСТИ МОРСКОГО ПОБЕРЕЖЬЯ

А.В. Мартынов, Е. Варченко, И.М. Медведев
Геленджикский центр климатических испытаний имени Г.В. Акимова, г. Геленджик, Россия

Аннотация.
Влияние переменной влажности морского побережья, на такую важнейшую характеристику асфальтобетона, как долговечность, очень существенно. В то же время этот вопрос недостаточно изучен, поэтому авторами данной работы было проведено исследование стойкости асфальтобетонов под воздействием переменной влажности в условиях Черноморского побережья.

RESEARCH DURABILITY OF ASPHALT CONCRETE IN THE CONDITIONS OF VARIABLE HUMIDITY SEA COAST

Abstract.
The influence of variable humidity of the coast is very important for such a crucial feature of asphalt concrete as durability. At the same time, this issue is not researched, therefore, the authors of this work researched resistance of asphalt concrete with variable moisture of the Black Sea coast.

Асфальтовые бетоны получили наибольшее распространение в качестве дорожных покрытий, создающих максимальные удобства для движения транспортных средств и пассажиров. Асфальтобетонным покрытиям присущи многие положительные свойства: достаточная механическая прочность; способность к допускаемым упругим и пластическим деформациям; хорошее сцепление автомобильных шин с асфальтобетонным покрытием; возможность получения ровной поверхности при сравнительно небольшой жесткости покрытия; высокая демпфирующая способность; сравнительная простота ремонта; возможность широкой механизации работ при производстве асфальтобетонных смесей, строительстве и ремонте покрытий [3, 4, 10, 13].

Важным для асфальтобетонных покрытий является использование асфальтобетонов повышенной долговечности [5, 8, 9, 11, 12]. Известно, что агрессивными по отношению ко многим строительным материалам, в том числе к асфальтобетонам, являются переменная влажность и солевой туман в условиях морского побережья. Такие условия образуются при нахождении материалов на площадке под навесом на морском побережье [1,2,6,7,14]. С целью установления стойкости асфальтобетонов в данных условиях рассматривались асфальтобетоны различных составов: №7 - щебёночный пористый, №8 – щебёночный плотный, №5 Г – песчаный пористый тип Г, №6 Г – песчаный плотный тип Г, №9 Г - песчаный пористый тип Г + 1% олазол, №10 Г - песчаный плотный тип Г + 1% олазол, №5 Д – песчаный пористый тип Д, №6 Д – песчаный плотный тип Д. Процентный состав компонентов каждой асфальтобетонной смеси подбирался в соответствии с ГОСТ 9128–97 «Смеси асфальтобетонные дорожные, аэродромные и асфальтобетон. Технические условия. Методы испытаний» (табл.)

Таблица

Составы асфальтобетонов

Компоненты	Содержание компонентов в составах, масс %							
	№ 7	№8	№5 Г	№6 Г	№9 Г	№10 Г	№5 Д	№6 Д
Щебень	63	60	-	-	-	-	-	-
Отсев	33	32	94	94	94	94	34	34
Минеральный порошок	4	8	6	6	6	6	6	6
Природный песок	-	-	-	-	-	-	60	60
БНД (вне 100%)	3,75	5	6	7,5	6	7,5	6	9
Олазол	-	-	-	-	1	1	-	-

В ходе исследования были получены показатели средней плотности смесей, изменения водонасыщения, предела прочности при сжатии при температурах (50±2) °С, (20±2) °С, (0±2) °С и водостойкости. Эти данные были получены в рамках испытания контрольных образцов, а также после их выдерживания образцов в течение 30 и 90 суток исследуемых средах.

Изменение физико-механических свойств исследуемых составов асфальтобетона показано на рис 1 – 6.

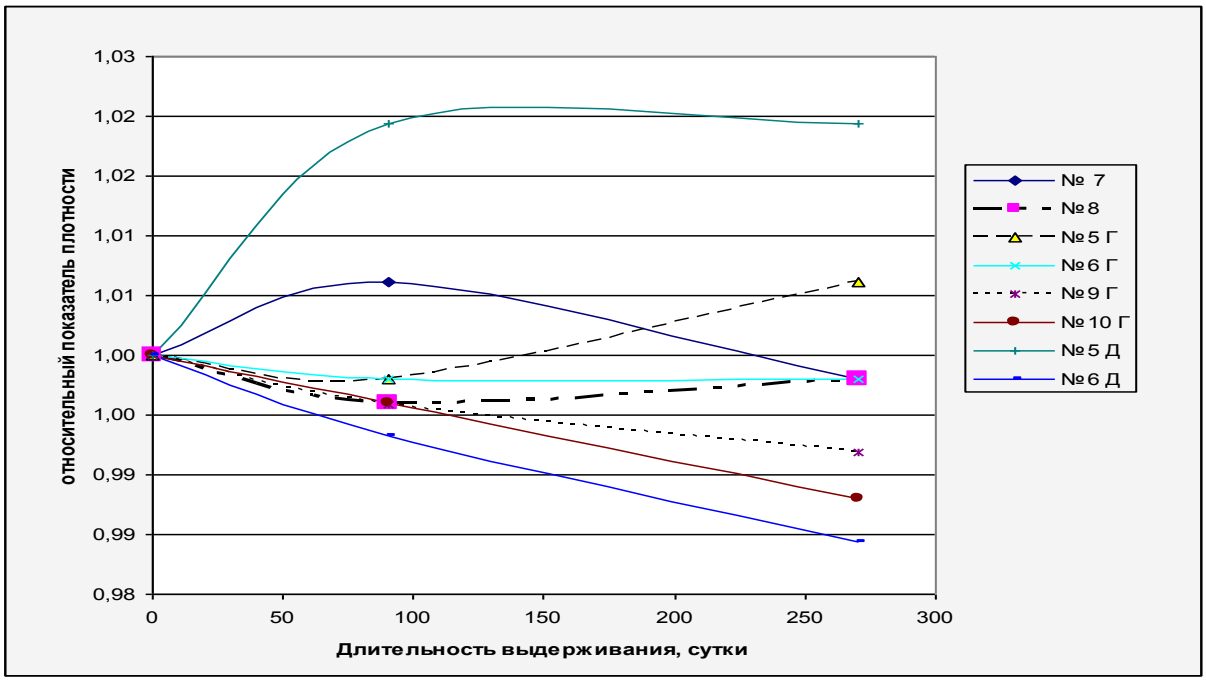


Рис. 1. Изменение средней плотности асфальтобетонов в условиях морского побережья от длительного выдерживания

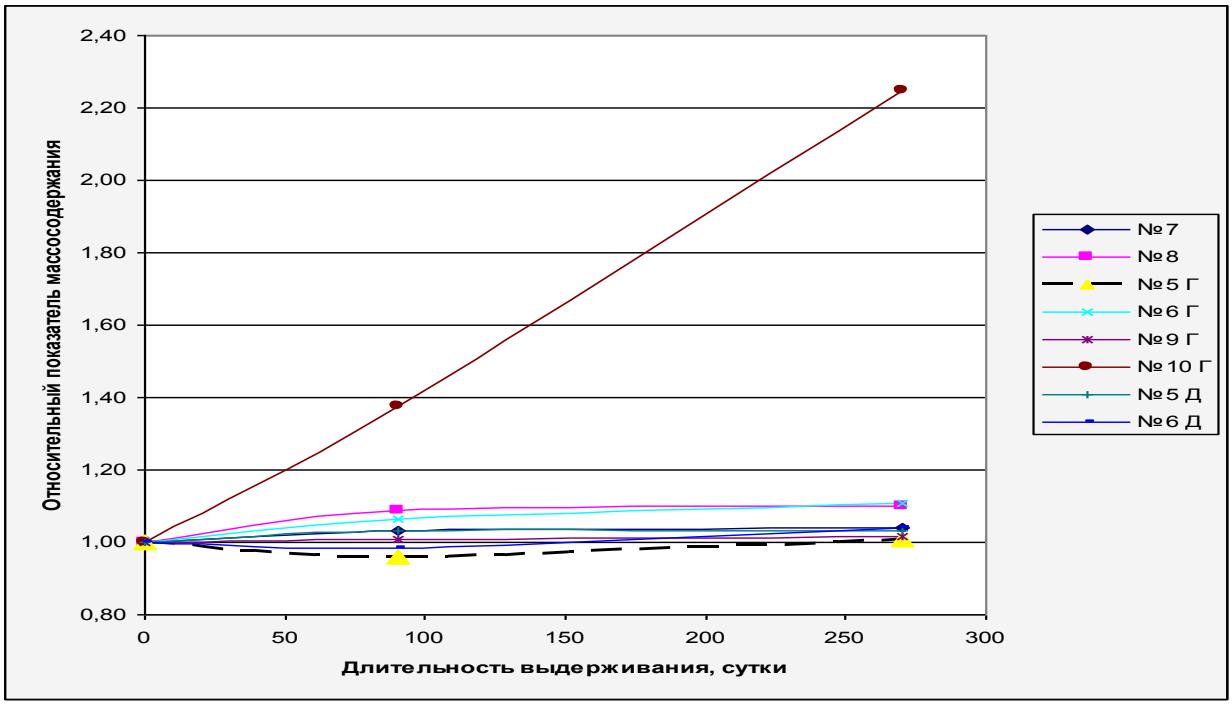


Рис. 2. Изменение водонасыщения асфальтобетонов в условиях морского побережья от длительного выдерживания

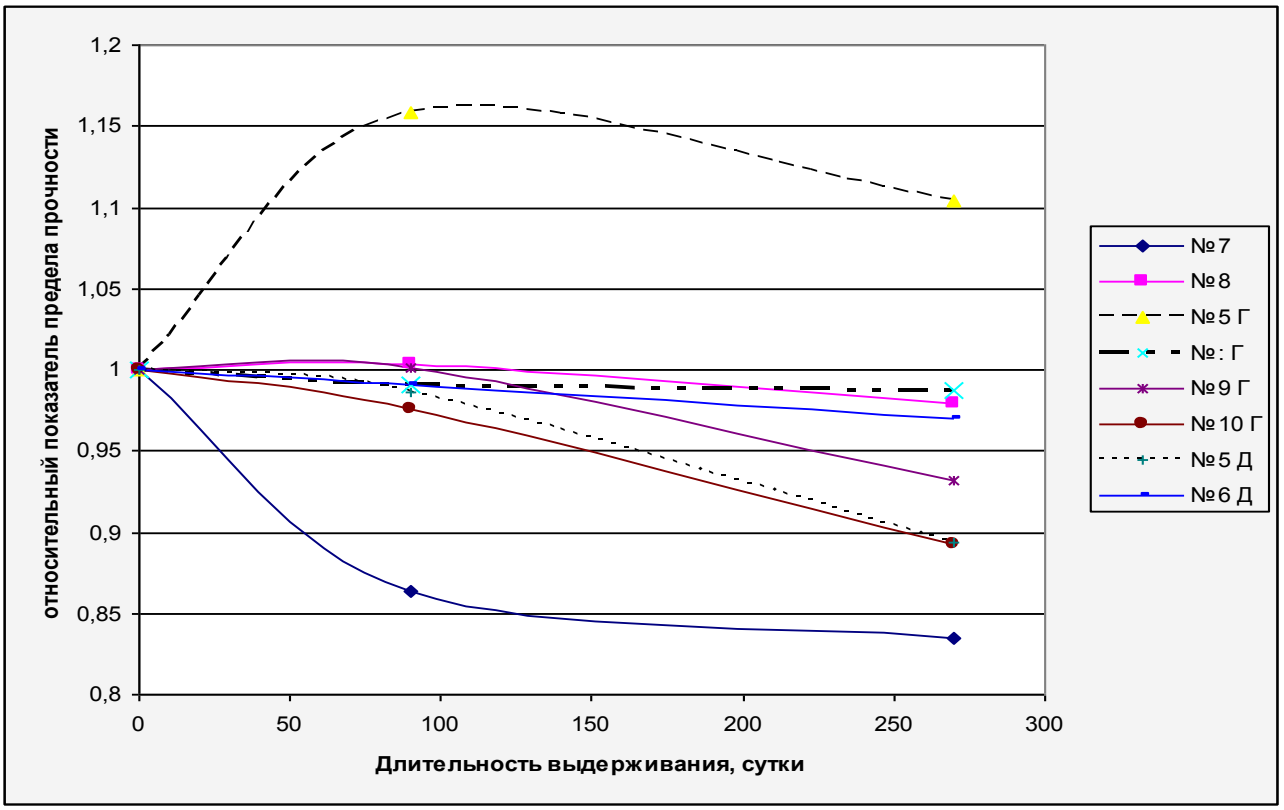


Рис. 3. Изменение предела прочности при сжатии при (20±2) °С асфальтобетонов в условиях морского побережья от длительного выдерживания

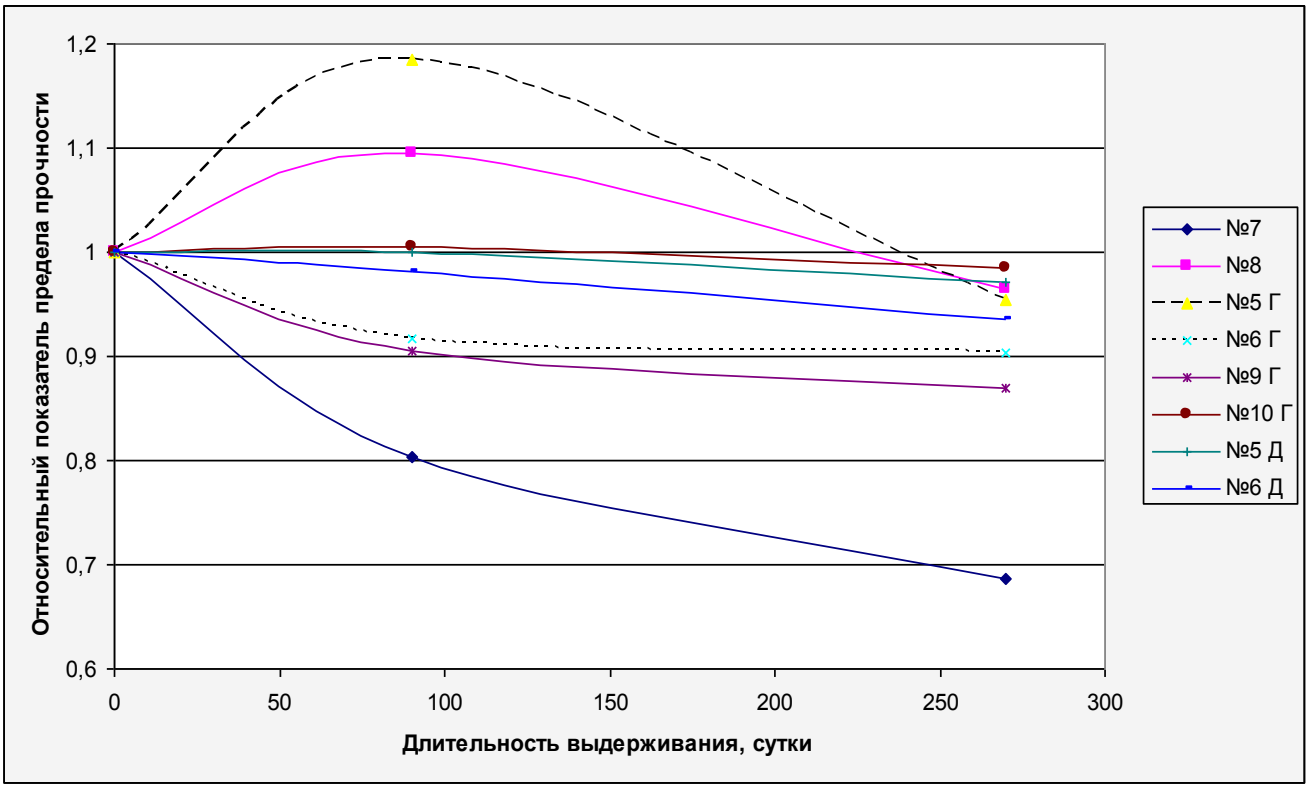


Рис. 4. Изменение предела прочности при сжатии при (50±2) °С асфальтобетонов в условиях морского побережья от длительного выдерживания

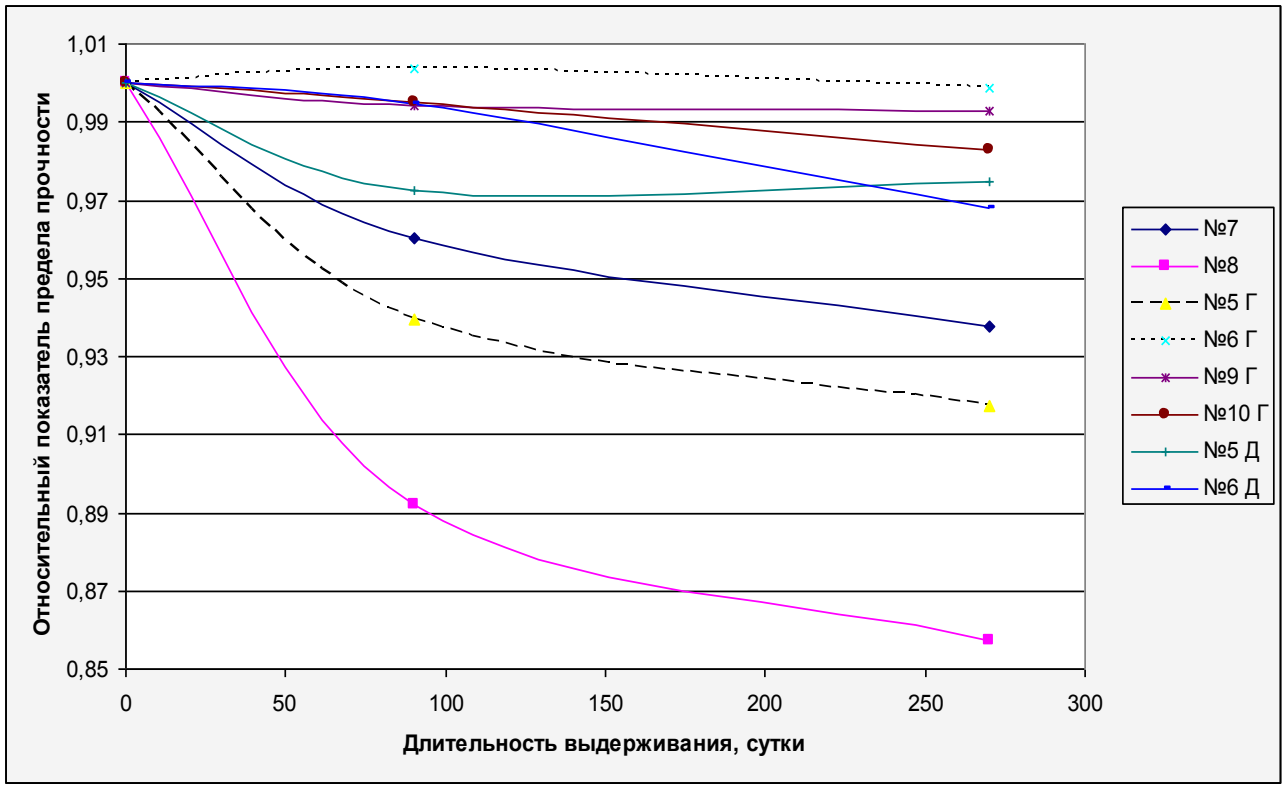


Рис. 5. Изменение предела прочности при сжатии при (0±2) °С асфальтобетонов в условиях морского побережья от длительного выдерживания

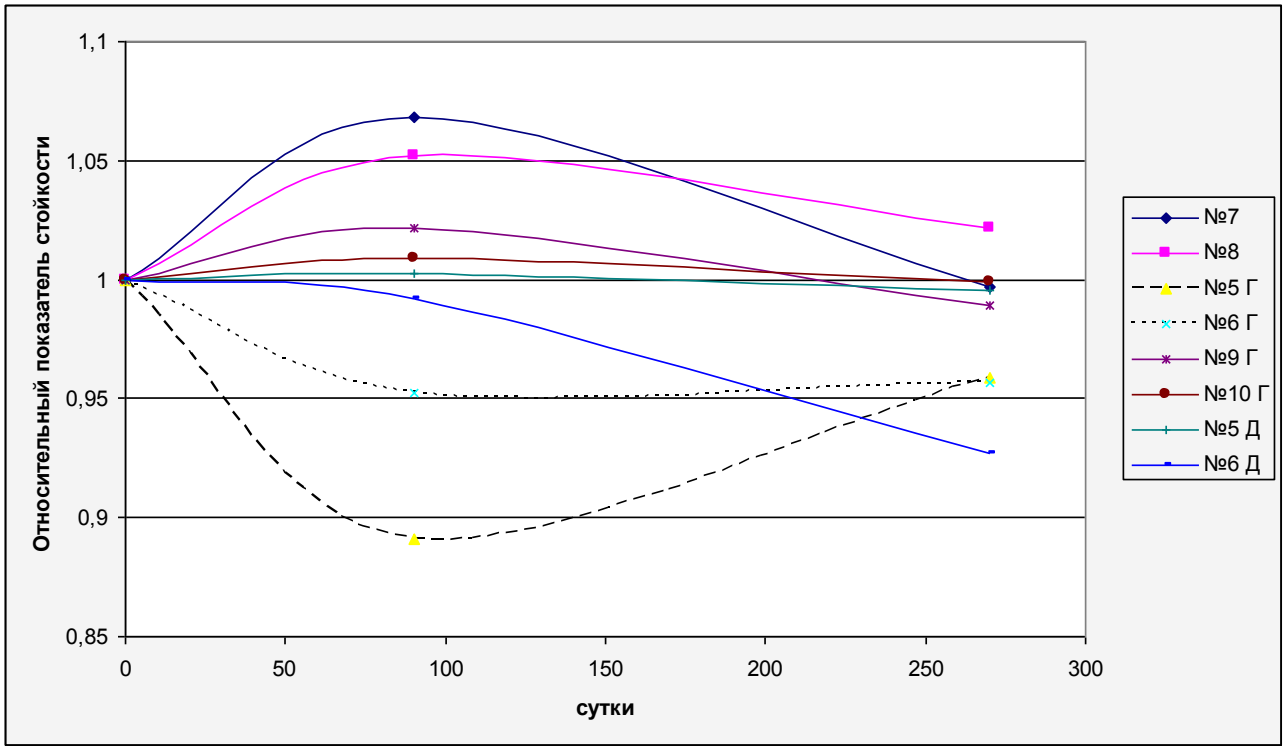


Рис. 6. Изменение водостойкости асфальтобетонов в условиях морского побережья от длительного выдерживания

Анализ полученных данных позволяет сделать следующие выводы.

1. Динамика показателей изменения средней плотности образцов асфальтобетона, за исключением песчаного пористого типа Д и песчаного пористого типа Г, имеет отрицательный характер.

2. Изменение массосодержания образцов со временем выдерживания незначительно. Исключением является песчаный пористый асфальтобетон тип Г с добавлением 1% олазола (увеличение на 112,5%).

3. Показатели предела прочности при сжатии при (20±2) °С, за исключением асфальтобетона песчаного плотного типа Г, ухудшились.

4. Изменение предела прочности при сжатии при (50±2) °С составов при выдерживании под навесом в условиях морского побережья имеет отрицательную динамику.

5. Показатели предела прочности при сжатии при (0±2) °С составов при выдерживании под навесом у всех составов имеют отрицательную динамику, а наибольшее снижение характерно для щебёночного плотного состава.

6. Изменение водостойкости асфальтобетонов при выдерживании под навесом в условиях морского побережья имеет разнонаправленную динамику.

Литература

1. Бабаев В.И. Стаение асфальтобетона в условиях юга России / В.И. Бабаев // Автомоб. дороги. – 1994. - №3.

2. Биологическое сопротивление материалов / В.И. Соломатов, В.Т. Ерофеев, В.Ф. Смирнов – Саранск: ИМУ, 2001. – 196 с.

3. Гезенцвей Л.Б. Дорожный асфальтобетон / Л.Б. Гезенцвей, Н.В. Горелышев, А.М. Богуславский. – М. : Транспорт, 1985. – 350 с.

4. Горелышев Н.В. Асфальтобетон и другие битумоминеральные материалы / Н.В. Горелышев. – М. : Терра, 1995. – 176 с.

5. Гохман Л.М. Исследование деформационной устойчивости асфальтобетона с применением ПБВ на основе ДСТ в статическом и динамическом режимах деформирования / Л.М. Гохман, В.А. Золотарев, Л.Б. Гезенцвей. – М., 1977.

6. Золотарев В.А. Долговечности дорожных асфальтобетонов / В.А. Золотарев. – Харьков : Высш. шк., 1977. – 155 с.

7. Калгин Ю.И. Как продлить дорожный век / Ю.И. Калгин, В.В. Чересельский // Автомоб. дороги. – 2003. - №1. – С. 86-87.

8. Лаврухин В.П. Усталостная долговечность асфальтобетонов на модифицированных битумах / В.П. Лаврухин, Ю.И. Калгин, В.Т. Ерофеев // Вестн. Мордов. ун-та. – 2001. - №3-4. – С. 128-135.

9. Лаврухин В.П. Физико-механические свойства и усталостная долговечность асфальтобетонов на модифицированных битумах / В.П, Лаврухин, Ю.И. Калгин, В.Т. Ерофеев // Вестн. Волж. Регион. отд-ния РААСН . Н. Новгород, 2003. – Вып. 6. – С. 89-99.

10. Рыбьев И.А. Строительное материаловедение : учеб. Пособие для строит. вузов / И.А. Рыбьев. – М. : Высш. шк., 2003. – 701 с.

11. Эпоксидно-битумные композиты / В.И. Соломатов, В.Т. Ерофеев, Ю.И. Калгин, Н.И, Мищенко // Промышленное гражданское строительство. – 2000. – №11. – С. 22-25.

12. Рекомендации по выбору битумов для строительства дорожных одежд в различных климатических условиях. – М. : СоюздорНИИ, 1974. – 26 с.

13. Руденский А.В, Дорожные асфальтобетонные покрытия / А.В. Руденский. – М. : Транспорт, 1992. – 255 с.

14. Руденский А.В. Опыт строительства дорожных асфальтобетонных покрытий в разных климатических условиях / А.В. Руденский . – М. : Транспорт, 1983. – 64 с.

15. Дорожные битумоминеральные материалы на основе модифицированных битумов (технология, свойства, долговечность) / В.Т. Ерофеев, Ю.М. Баженов, Ю.И. Калгин; под общ. ред. Ю.М. Баженова и В.Т. Ерофеева. – Саранск: ИМУ, 2009. – 276 с.

Ключевые слова: асфальтобетон, стойкость, предел прочности при сжатии, водостойкость.

Keywords: asphalt concrete, resistance, compressive strength, water resistance.

А.В. Мартынов, аспирант МГУ им. Н.П. Огарева; Е. Варченко, инженер ГЦКИ ВИАМ им. Г.В. Акимова; И.М. Медведев, ГЦКИ ВИАМ им. Г.В. Акимова
A.V. Martynov, post-graduate student MGU of N.P. Ogarev; E. Varchenko, engineer GCCR of G.V. Akimov; I.M. Medvedev, GCCR of G.V. Akimov

Для цитирования:
Мартынов А.В. Исследование долговечности асфальтобетонов в условиях воздействия переменной влажности морского побережья / Мартынов А.В., Варченко Е., Медведев И.М. // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 475 – 481.

Citation:
Martynov A.V. Research durability of asphalt concrete in the conditions of variable humidity sea coast / A.V. Martynov, E. Varchenko, I.M. Medvedev // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 475 – 481.

УДК 69.059.4:691:624

ОБЩАЯ МЕТОДИКА ПРОГНОЗИРОВАНИЯ ДОЛГОВЕЧНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ИЗДЕЛИЙ И КОНСТРУКЦИЙ

В.В. Шульгин, И.А. Юрко,
Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка,
г. Полтава, Украина

Аннотация
Предложен общий подход оценивания долговечности строительных материалов, изделий и конструкций за разными физическими критериями потери работоспособности. В качестве характеристики долговечности принимается гамма-процентный срок службы (гарантированный срок службы), который определяется методом близким схеме оценивания надежности строительных конструкций, когда левая часть предельного неравенства - описывает внешнее силовое влияние, а правая - описывает несущую способность этой конструкции. Показаны алгоритмы оценивания долговечности, которые обеспечивают возможность независимого оценивания гарантированного срока службы в случае явных отказов.

GENERAL METHOD OF PREDICTING THE DURABILITY OF BUILDING MATERIALS, PRODUCTS AND STRUCTURES

Abstract
The authors propose a general approach of estimating the durability of building materials, products and structures. As a characteristic of the durability of accepted gamma-percent service life of the structure (guaranteed service life). It is determined by estimating the reliability of structures, when the left side of the limit of inequality - describes the influence of an external force, and the right - describes the bearing capacity of the structure. The article presents algorithms for the estimation of durability. They provide an independent evaluation of the guaranteed service life in the event of apparent failures.

Эффективное использование строительных материалов, изделий и конструкций невозможно без прогнозирования их долговечности в заданных условиях эксплуатации. Проблема оценивания долговечности строительных материалов, изделий и конструкций состоит в отсутствии статистических данных относительно сопротивления материалов деструктивным влияниям эксплуатационной среды, не исследованности большинства таких влияний и отсутствия общей вероятностной методики определения эксплуатационного ресурса материалов.

Анализ последних исследований [3–5] свидетельствует, что прогноз долговечности следует выполнять методами теории надежности с учетом вероятностных характеристик свойств материалов и влияний эксплуатационной среды.

Опыт разработки и эксплуатации механических систем [5] показывает, что достаточно информативной характеристикой долговечности является гамма-процентный ресурс, который стандартом [1] определено как наработка, на протяжении которого с вероятностью γ (в процентах) объект не достигнет предельного состояния (отказ не возникнет). Более удобной для практического использования характеристикой является гамма-процентный срок службы T_γ [1], равный календарному периоду эксплуатации, в течение которого с вероятностью γ (в процентах) объект не достигнет предельного состояния. Другими словами, гамма-

процентный срок службы являются гарантированным сроком службы, на протяжении которого сохраняется работоспособность $100\times\gamma$ % изделий. Для перехода от гамма-процентной наработки к гамма-процентному (гарантированному) сроку службы строительного материала или изделия необходимо путем исследования интенсивности повреждающего эксплуатационного влияния сопоставить величину наработки со сроком эксплуатации.

Гарантированный срок службы строительных материалов, изделий и конструкций предлагается определять за методом, близким к схеме оценивания надежности строительных конструкций, когда левая часть предельного неравенства, которая описывает внешнее силовое влияние на конструкцию, сравнивается с правой частью, которая описывает несущую способность этой конструкции. В нашем случае необходимо записать предельное неравенство в пространстве стандартизированного ресурса изделия, который получен в стандартных условиях испытаний (путь истираемости на стандартном круге для исследования бетона или на абразивном барабане для испытания линолеума, стандартные циклы замораживания – оттаивания [2] и т.п.).

Принципиальная схема накопления повреждений от эксплуатационного влияния приведена на рис. 1, где вдоль оси абсцисс отложенное время эксплуатации, а вдоль осы ординат – стандартизированные значения наработки и ресурса изделия. В этих координатах изображенные реализации случайного процесса накопления повреждений (увеличение наработки) для отдельных изделий и плотность распределения ресурса изделия.

Для отдельного изделия с детерминированной характеристикой сопротивления материала $\boldsymbol{r}$ и конкретной реализацией случайного процесса накопления деструктивного влияния эксплуатационной среды $\boldsymbol{q(t)}$, которые выделены на рис. 1, решение предельного неравенства $\boldsymbol{q(t)\le r}$ относительно $\boldsymbol{t}$ дает искомый срок службы изделия.

В общем случае процедура оценивания гамма-процентного срока службы сводится к сопоставлению случайного процесса накопления деструктивного влияния эксплуатационной среды $\boldsymbol{Q(t)}$ со случайным значением сопротивления материала $\boldsymbol{R}$ этому влиянию

$$Q(t) \le R \ . \qquad (1)$$

На рис. 2 приведены возможные алгоритмы оценивания долговечности, которые сводятся к сравнению повреждающего влияния (левая колонка схем) с характеристиками сопротивления материала или изделия этому влиянию (правая колонка схем). Предложенные алгоритмы реализуют предельное неравенство (1), одновременно обеспечивая возможность независимого оценивания ее левой и правой частей.

Предложенная общая методика проиллюстрирована примером оценивания долговечности тротуарной плитки по критерию потери морозостойкости, выполненным в работе [3]. Тротуарные плитки заводского производства изготовлены путем вибрационного уплотнения в формах (далее – литая плитка) и вибрационного прессования (далее – вибропрессованая плитка).

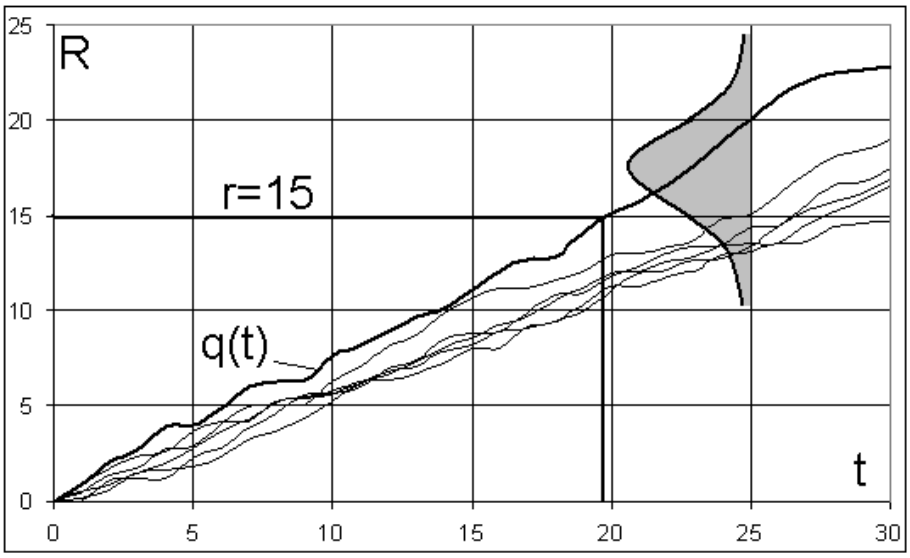


Рисунок 1 – Схема накопления эксплуатационных повреждений

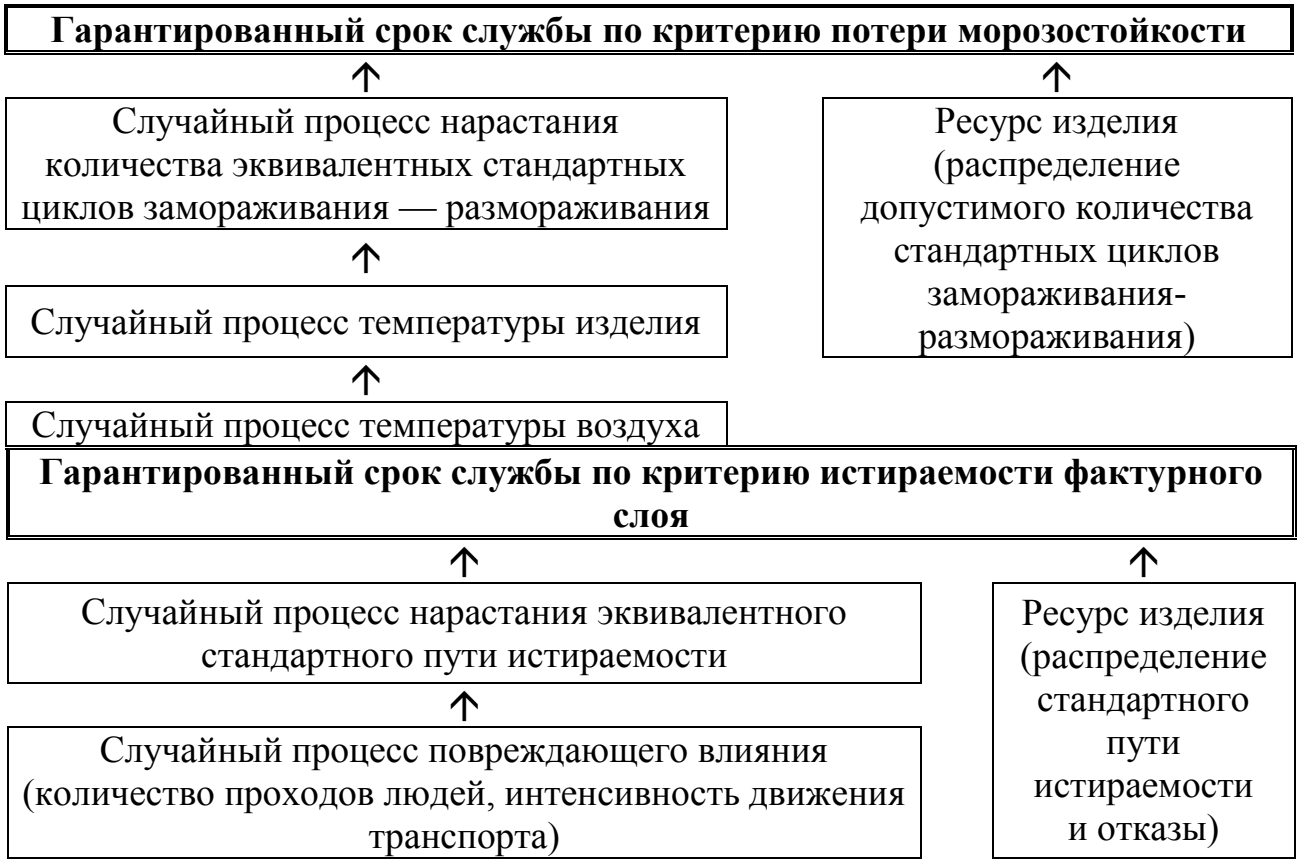


Рисунок 2 – Алгоритмы оценивания гарантированного (гамма-процентного) срока службы в случае явных отказов

Гарантированный срок службы тротуарной плитки T_γ практически не зависит от географического района Украины, а определяется ее видом и уровнем обеспеченности γ. Повышение уровня обеспеченности γ приводит к резкому уменьшению ресурса плитки $T\gamma$.

Если при γ=0,5 средний срок службы литой плитки составляет 8 – 9 лет, а вибропрессованой – 17 – 19 лет, то при γ=0,95 (гарантируется 95% неразрушенной плитки) значение ресурса уменьшаются соответственно на 3 – 4 и 8 – 9 лет.

Выполненные исследования позволяют сделать **вывод**, что предложенный общий подход может стать основой для разработки конкретных методов оценивания долговечности строительных материалов, изделий и конструкций за разными физическими критериями потери работоспособности.

Литература

1. ГОСТ Р 27.002-2009. Надежность в технике. Термины и определения. – М.: Всероссийский научно-исследовательский институт стандартизации и сертификации. 2011. – 24 с.

2. ДСТУ Б В.2.7-49-96 (ГОСТ 10060.2-95). Бетоны. Ускоренные методы определения морозостойкости при многократном замораживании и оттаивании. – К.: Держком градостроительство Украины, 1996. – 10 с.

3. Пашинський В.А. Оценивание долговечности строительных материалов с учетом климатических влияний / В.А. Пашинський, В.В. Шульгин, В.О. Сушко, А.М. Карюк // Бетон и железобетон в Украине. – 2004. – № 4. – С. 13-16.

4. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий: Автореф. дис. докт. техн. наук: 05.23.01. – К.: КИСИ, 1994. – 34 с.

5. Проников А.С. Надежность машин / А.С. Проников. – М.: Машиностроение, 1978. – 502 с.

Ключевые слова: долговечность, гамма-процентный ресурс, гарантированный срок службы, вероятностная методика.

Keywords: durability, gamma-percent life, guaranteed service life, probabilistic methods.

Шульгин Владимир Васильевич, канд. техн. наук, доцент, заведующий кафедрой технологии строительных конструкций и материалов Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка; служ. адрес: ПолтНТУ, Первомайский пр-т, 24, г. Полтава, 36011, Украина; моб. тел. +38(050) 205-30-96.

Юрко Илона Анатольевна, канд. техн. наук, старший преподаватель кафедры технологии строительных конструкций и материалов Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка; служ. адрес: ПолтНТУ, Первомайский пр-т, 24, г. Полтава, 36011, Украина; дом. адрес: пр. Поддубного 2-а, кв. 2, г. Полтава, 36029, Украина; e-mail: ilona.yurko@yandex.ua; моб. тел. +38(066) 934-52-70; дом. тел. +38(05322) 7-23-39.

V. Shulgin, PhD., Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuka, Ukraine
I. Yurko, Ph.D., Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuka, Ukraine

Для цитирования:

Шульгин В.В. Общая методика прогнозирования долговечности строительных материалов, изделий и конструкций / В.В. Шульгин, И.А. Юрко // Новое в архитектуре, проектировании

строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 482 – 486.

Citation:

Shulgin V.V. General method of predicting the durability of building materials, products and structures / V.V. Shulgin, I.A. Yurko // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 482 – 486.

ИНЖЕНЕРНЫЕ СИСТЕМЫ

УДК 697.622

КОНТРОЛЛИНГ ОРГАНИЗАЦИИ УЧЕТА ТЕПЛОВОЙ ЭНЕРГИИ И ТЕПЛОНОСИТЕЛЯ

А.С. Мозгова
ООО «НефтеГазЭнерго», г. Москва, Россия

Аннотация

В статье рассмотрены проблемы, связанные с организацией учета тепловой энергии и теплоносителя. Даны объяснения о необходимости монтажа приборов учета тепловой энергии и теплоносителя. Представлены схемы размещения точек измерения объема теплоносителя и его регистрируемых параметров, приведены формулы для определения количества тепловой энергии. Дан анализ фактического состояния организации учета тепловой энергии и теплоносителя в котельных, жилых домах, школах, детских садах и зданий бюджетной сферы. Приведены факторы, влияющие на фактическое состояние организации учета тепловой энергии и теплоносителя. В статье затронут вопрос о необходимости внесения корректива в действующие правила учета тепловой энергии и теплоносителя и о измерении расходов теплоносителей с меньшей погрешностью.

CONTROLLING OF ACCOUNTING OF THERMAL ENERGY AND HEAT CARRIER

Abstract

The article considers the problems associated with the organization of the account of thermal energy and heat carrier. Explanations about the necessity of mounting the metering of heat energy and the heat carrier. Presents the layout of measurement points volume of fluid and its registered parameters, formulas to determine the amount of thermal energy. The analysis of the actual state of the organization of the account of thermal energy and heat carrier in boiler houses, residential homes, schools, kindergartens and buildings in the budgetary sphere. Factors that affect the actual state of the organization of the account of thermal energy and heat carrier. The article touches upon the question of the necessity of making the adjustment to the rules of heat and coolant and discharge measurement of fluids with smaller error.

В условиях рынка актуальное значение при выработке и потреблении тепловой энергии имеет организация учета. При отсутствии приборов коммерческого учета расчет за потребленную тепловую энергию и теплоноситель производится по так называемым договорным нагрузкам, которые, как правило, выше фактических.

После ввода в эксплуатацию узла учета потребитель начинает платить поставщику за фактически потребленное количество тепловой энергии и теплоносителя. Наличие узла учета и контроля также позволяет осуществлять непрерывный мониторинг теплопотребления, дает возможность изыскивать способы экономии тепла, позволяет получить достоверную информацию, необходимую для оценки эффективности мероприятий по экономии тепла. Установка узла учета - первый этап в работах по экономии тепловой энергии. Анализ его показаний позволяет непосредственно ощутить и понять тот эффект, который может дать следующий этап работ - оптимизация и автоматизация работы всей системы теплоснабжения.

Узел учёта тепловой энергии – представляет собой целый комплекс приборов и устройств, обеспечивающих учёт тепловой энергии, массы (объёма) теплоносителя,

а также контроль и регистрацию его параметров. Конструктивно узел учёта представляет собой набор «модулей», которые врезаются в трубопроводы. В узел учёта тепла входят: вычислитель, преобразователи расхода, температуры, давления, приборы индикации температуры и давления, а также запорная арматура.

Узлы учета тепловой энергии и теплоносителя на источниках теплоты оборудуются на каждом из выводов.

На каждом узле учета тепловой энергии источника теплоты с помощью приборов должны определяться следующие величины:

• время работы приборов узла учета;

• отпущенная тепловая энергия;

• масса (или объем) теплоносителя, отпущенного и полученного источником теплоты соответственно по подающему и обратному трубопроводам;

• масса (или объем) теплоносителя, расходуемого на подпитку системы теплоснабжения;

• тепловая энергия, отпущенная за каждый час;

• масса (или объем) теплоносителя, отпущенного источником теплоты по подающему трубопроводу и полученного по обратному трубопроводу за каждый час;

• масса (или объем) теплоносителя, расходуемого на подпитку систем теплоснабжения за каждый час;

• среднечасовые и среднесуточные значения температур теплоносителя в подающем, обратном и трубопроводе холодной воды, используемой для подпитки;

• среднечасовые значения давлений теплоносителя в подающем, обратном и трубопроводе холодной воды, используемой для подпитки.

Среднечасовые и среднесуточные значения параметров теплоносителя определяются на основании показаний приборов, регистрирующих параметры теплоносителя.

Приборы учета, устанавливаемые на обратных трубопроводах магистралей, должны размещаться до места присоединения подпиточного трубопровода.

Принципиальная схема размещения точек измерения массы (или объема) теплоносителя, состав измеряемых и регистрируемых параметров приведены на рис.1.

Количество тепловой энергии, отпущенной источником теплоты, определяется как сумма количеств тепловой энергии, отпущенной по его выводам.

Количество тепловой энергии, отпущенной источником теплоты по каждому отдельному выводу, определяется как алгебраическая сумма произведений массы теплоносителя по каждому трубопроводу (подающему, обратному и подпиточному) на соответствующие энтальпии. Масса сетевой воды в обратном и подпиточном трубопроводах берется с отрицательным знаком.

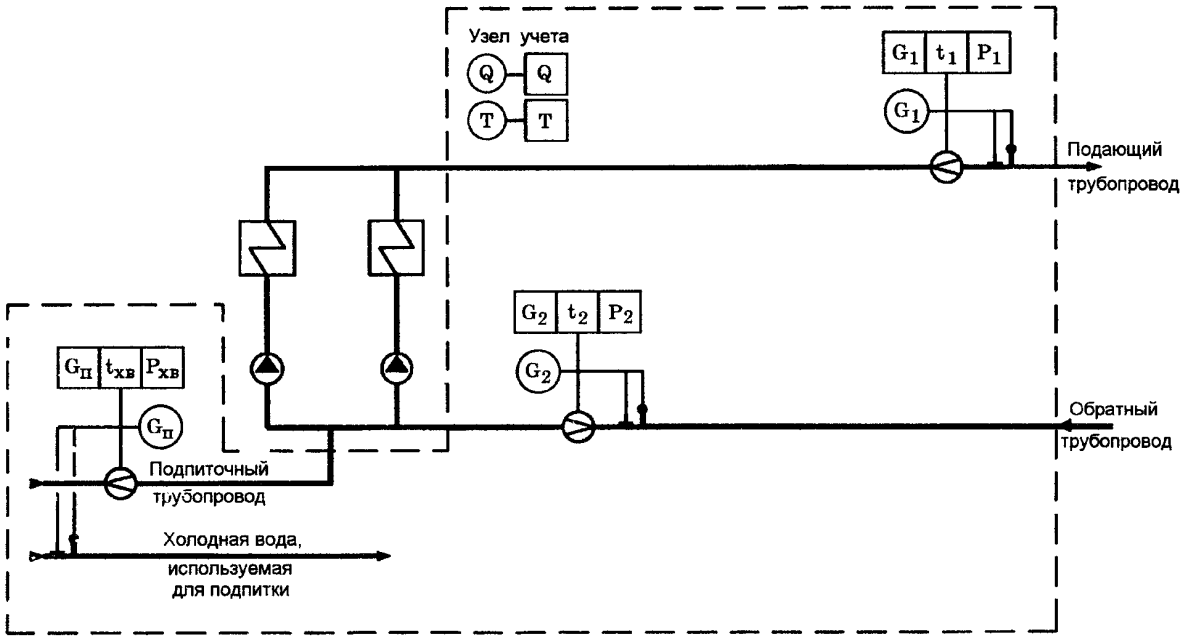


Рис. 1. Принципиальная схема размещения точек измерения массы (объема) теплоносителя и его регистрируемых параметров на источнике теплоты для водяных систем теплоснабжения.

Для определения количества тепловой энергии Q, отпущенной источником теплоты, используется формула:

$$Q = \left(\sum_{i=1}^{a} G_{1i} \cdot h_{1i} - \sum_{j=2}^{b} G_{2j} \cdot h_{2j} - \sum_{k=1}^{m} G_{nk} \cdot h_{хвк} \right) \cdot 10^{-3},$$

где:

a - количество узлов учета на подающих трубопроводах;

b - количество узлов учета на обратных трубопроводах;

m - количество узлов учета на подпиточных трубопроводах;

G_{1i} - масса теплоносителя, отпущенного источником теплоты по каждому подающему трубопроводу;

G_{2j} - масса теплоносителя, возвращенного источнику теплоты по каждому обратному трубопроводу;

G_{nk} - масса теплоносителя, израсходованной на подпитку каждой системы теплоснабжения потребителей тепловой энергии;

h_{1i} - энтальпия сетевой воды в соответствующем подающем трубопроводе;

h_{2j} - энтальпия сетевой воды в соответствующем обратном трубопроводе;

$h_{хвк}$ - энтальпия холодной воды, используемой для подпитки соответствующей системы теплоснабжения потребителей тепловой энергии.

Средние значения энтальпий за соответствующий интервал времени определяются на основании измеренных среднечасовых значений температур и давлений.

Для учета потребляемой тепловой энергии и теплоносителя узлы учета оборудуются у границы раздела балансовой принадлежности трубопроводов в местах, максимально приближенных к головным задвижкам.

В открытых и закрытых системах теплопотребления на узле учета тепловой энергии и теплоносителя с помощью прибора (приборов) должны определяться следующие величины:

• время работы приборов узла учета;

• полученная тепловая энергия;

• масса (или объем) полученного теплоносителя по подающему трубопроводу и возвращенного по обратному трубопроводу;

• масса (или объем) полученного теплоносителя по подающему трубопроводу и возвращенного по обратному трубопроводу за каждый час;

• среднечасовое и среднесуточное значение температуры

теплоносителя в подающем и обратном трубопроводах узла учета.

В системах теплопотребления, подключенных по независимой схеме, дополнительно должна определяться масса (или объем) теплоносителя, расходуемого на подпитку.

В открытых системах теплопотребления дополнительно должны определяться:

• масса (или объем) теплоносителя, израсходованного на водоразбор в системах горячего водоснабжения;

• среднечасовое значение давления теплоносителя в подающем и обратном трубопроводах узла учета.

Среднечасовые и среднесуточные значения параметров теплоносителя определяются на основании показаний приборов, регистрирующих параметры теплоносителя.

Принципиальная схема размещения точек измерения массы (или объема) теплоносителя, его температуры и давления, состав измеряемых и регистрируемых параметров теплоносителя в открытых системах теплопотребления приведены на рис. 2, закрытых системах теплопотребления - на рис. 3.

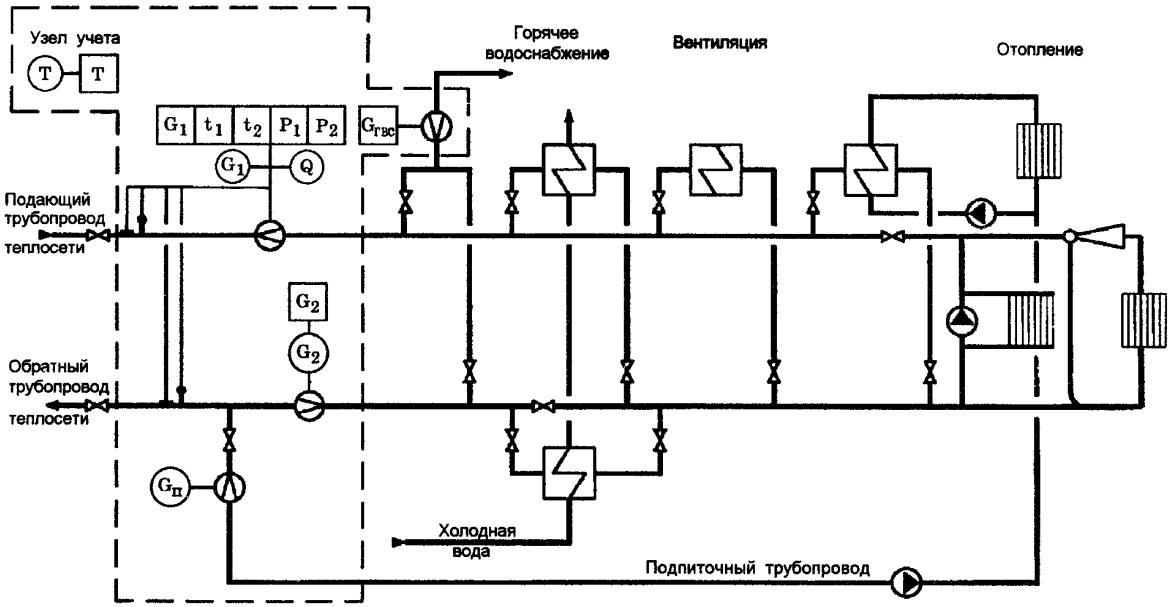


Рис. 2. Принципиальная схема размещения точек измерения количества тепловой энергии и массы (объема) теплоносителя, а также его регистрируемых параметров в открытых системах теплопотребления.

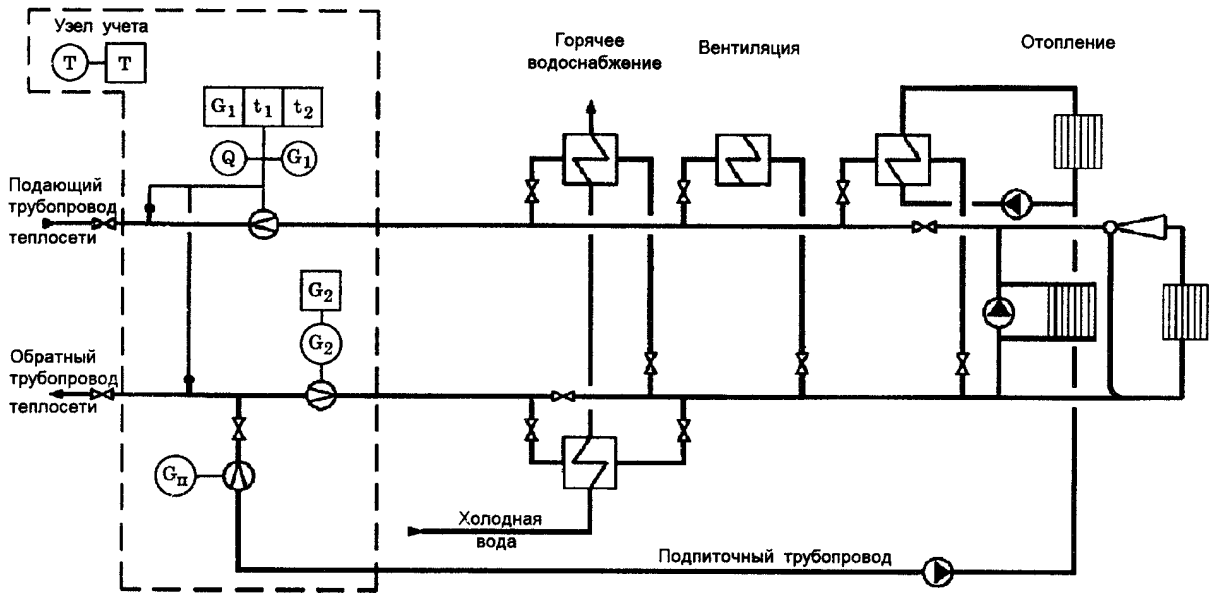


Рис. 3. Принципиальная схема размещения точек измерения количества тепловой энергии и массы (объема) теплоносителя, а также его регистрируемых параметров в закрытых системах теплопотребления.

При тепловых нагрузках, не превышающих 0,5 Гкал/час, размещения точек измерения параметров теплоносителя разрешается выполнять по упрощенным схемам согласно требованиям Правил учета тепловой энергии и теплоносителя.

Количество тепловой энергии и масса (или объем) теплоносителя, полученные потребителем, определяются энергоснабжающей организацией на основании показаний приборов его узла учета за определенный Договором период по формуле:

$$Q = Q_{и} + Q_{п} + (G_{п} + G_{гв} + G_{у}) \cdot (h_2 - h_{хв}) \cdot 10^{-3},$$

где:

$Q_{и}$ - тепловая энергия, израсходованная потребителем, по показаниям теплосчетчика;

$Q_{п}$ - тепловые потери на участке от границы балансовой принадлежности системы теплоснабжения потребителя до его узла учета. Эта величина указывается в Договоре и учитывается, если узел учета оборудован не на границе балансовой принадлежности;

$G_{п}$ - масса сетевой воды, израсходованной потребителем на подпитку систем отопления по показаниям водосчетчика (учитывается для систем, подключенных к тепловым сетям по независимой схеме);

$G_{гв}$ - масса сетевой воды, израсходованной потребителем на водоразбор, по показаниям водосчетчика (учитывается для открытых систем теплопотребления);

$G_{у}$ - масса утечки сетевой воды в системах теплопотребления. Ее величина определяется как разность между массой сетевой воды G_1 по показанию водосчетчика, установленного на подающем трубопроводе, и суммой масс сетевой воды (G_2 + $G_{гв}$) по показаниям водосчетчиков, установленных соответственно на обратном трубопроводе и трубопроводе горячего водоснабжения, $G_{у}$ = [G_1 - (G_2 + $G_{гв}$)];

h_2 - энтальпия сетевой воды на выводе обратного трубопровода источника теплоты;

$h_{хв}$ - энтальпия холодной воды, используемой для подпитки систем теплоснабжения на источнике теплоты.

Согласно требованиям Федерального закона РФ № 28-ФЗ от 03.04.1996 «Об энергосбережении», статья 11 – весь объем добываемых, производимых и потребляемых энергетических ресурсов с 2000 г. подлежит обязательному учету.

Фактически это требование Федерального закона РФ не выполнено, а прошло уже более 10 лет.

По опыту энергетических обследований фактическое состояние организации учета тепловой энергии и теплоносителя следующее:

1. Во многих котельных отсутствуют приборы учета тепловой энергии и теплоносителя или были смонтированы, но находятся в нерабочем состоянии. Учет по выработке тепловой энергии и теплоносителя осуществляется аналитическим методом по количеству сжигаемого топлива.

2. Во многих жилых домах отсутствуют приборы учета тепловой энергии и теплоносителя или были смонтированы, но находятся в нерабочем состоянии. Расчеты за потребляемую тепловую энергию и теплоноситель осуществляются по договорным нагрузкам.

3. Во многих школах, детских садах и других зданиях бюджетной сферы приборы учета тепловой энергии и теплоносителя были смонтированы, но находятся в нерабочем состоянии. Расчеты за потребляемую тепловую энергию и теплоноситель осуществляются по договорным нагрузкам.

4. Очень много узлов учета тепловой энергии и теплоносителя смонтированы с нарушениями требований нормативных документов, но допущены к эксплуатации.

Как и кто это контролирует – большой вопрос?

Фактическое состояние организации учета тепловой энергии и теплоносителя объясняется следующими факторами:

1. При отсутствии приборов учета тепловой энергии и теплоносителя в котельных сжигаемое топливо списывается по факту или с учетом реализации тепловой энергии и теплоносителя потребителям. Это выгодно теплоснабжающей организации при условии отпуска тепловой энергии и теплоносителя потребителям по договорным нагрузкам.

Особенно это выгодно при открытых системах горячего водоснабжения, где потребление горячей воды на ГВС учитывается по нормативам, которые за последние 10 лет необоснованно увеличились на 20-30%. За счет этого можно компенсировать фактические сверхнормативные потери тепловой энергии в тепловых сетях.

2. Приобретение, монтаж и обслуживание приборов учета тепловой энергии и теплоносителя требует больших денежных затрат, зачастую не обоснованных.

Кто контролирует «установленную» стоимость выполнения проекта и монтаж приборов учета?

Локальные сметы на эти работы отсутствуют, есть только сводка затрат. Контроль за стоимостью указанных работ осуществляется только для объектов

бюджетной сферы, где требуют составления смет и, соответственно, стоимость выполнения этих работ становится значительно ниже. По опыту участия в монтаже приборов учета для объектов бюджетной сферы стоимость проекта и монтажных работ сокращается до 65% от первоначальной предъявленной к оплате.

3. Во многих школах, детских садах и других зданиях бюджетной сферы обслуживание приборов учета тепловой энергии и теплоносителя возложено на работников хозяйственных служб, в т.ч. на женщин пожилого возраста. Отсутствие профессионального опыта, а также текучесть кадров из-за низкой зарплаты, приводит к тому, что приборы учета не обслуживаются и выходят из стоя.

Специалистам монтажных организаций обслуживать приборы учета зданий бюджетной сферы не выгодно, т.к. цена на обслуживание контолируется.

4. Узел учета тепловой энергии и теплоносителя не так прост, как это кажется. Здесь нужны знания разных специальностей:

- теплотехника,
- метрология,
- электроника,
- КИП,
- электротехника.

Как правило, монтажные организации такими специалистами не располагают. Их основная задача – получить быстро хорошие деньги. Тем более, что многие монтажные организации занялись этим бизнесом с перепродажи приборов учета.

Действующие Правила учета тепловой энергии и теплоносителя многие критикуют без конкретных предложений, но следует признать, что для потребителей Правила вполне подходят. Для крупных котельных и ТЭЦ действующие Правила учета тепловой энергии и теплоносителя требуют доработки.

Согласно требованиям к метрологическим характеристикам приборов учета расходомеры должны обеспечивать измерение массы (объема) теплоносителя с относительной погрешностью не более 2%.

Эта величина погрешности для потребителей не имеет существенного значения при оплате за потребленную тепловую энергию и теплоносителя.

Для крупных котельных и ТЭЦ эта величина погрешности уже имеет большое значение для расчетов.

Например, при закрытой схеме теплоснабжения отпуск тепловой энергии и теплоносителя от ТЭЦ осуществляется по 4 выводам Ø800. Подпитка тепловых сетей осуществляется по трубопроводу Ø200.

При расходе теплоносителя по каждому выводу в количестве 4500 м^3/ч с учетом погрешности измерения, расход теплоносителя составит 4590 м^3/ч (при погрешности измерения +2%) и 4410 м^3/ч (при погрешности измерения -2%). Разница расходов теплоносителя в подающем и обратном трубопроводах составит 180 м^3/ч, а по 4 выводам – 720 м^3/ч. Общая подпитка составит 120 м^3/ч.

В этом стандартном случае правильно определить фактический отпуск тепловой энергии и теплоносителя от ТЭЦ по каждому выводу невозможно. Практически количество подпиточной воды распределяют пропорционально по выводам тепловых сетей.

Поэтому назрела необходимость изготовления расходомеров больших диаметров с меньшей погрешностью измерения.

Например, за последние годы для учета электроэнергии стали изготовлять счетчики с классом точности на порядок выше, а по тепловой энергии все остается без изменений.

При изготовлении расходомеров с меньшей погрешностью появится возможность более точно определять расходы отпускаемой и потребляемой тепловой энергии и теплоносителя, что даст большую экономию денежных средств при взаиморасчетах.

Литература

1. РД 34.09.102 «Правила учета тепловой энергии и теплоносителя»
2. Федеральный закон РФ «Об энергосбережении и о повышении энергетической эффективности и о внесении изменений в отдельные законодательные акты Российской Федерации» № 261-ФЗ от 23 ноября 2009 года.

Ключевые слова: тепловая энергия (thermal energy), организация учета (organization consideration), приборы учета тепловой энергии (the metering of thermal energy).

Keywords: thermal energy (thermal energy), accounting organization (organization consideration), heat meters (the metering of thermal energy).

Мозгова Анна Станиславовна, ведущий инженер отдела теплоснабжения ООО «НефтеГазЭнерго», mozgova-energo@yandex.ru

Mozgova Anna Stanislavovna, leading engineer of heating OOO «NefteGazEnergo», mozgova-energo@yandex.ru

Для цитирования:

Мозгова А.С. Контроллинг организации учета тепловой энергии и теплоносителя / А.С. Мозгова // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 488 – 495.

Citation:

Mozgova A.S. Controlling of accounting of thermal energy and heat carrier / A.S. Mozgova // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 488 - 495.

УДК 697.622

ВЫБОР ВОЗДУХОРАСПРЕДЕЛИТЕЛЕЙ

Л.Р.Степанова
Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия

Аннотация.
В статье рассматриваются факторы, определяющие выбор воздухораспределительных устройств в системах вентиляции. Рассматриваются причины неправильного выбора воздухораспределителей, отмечаются российские фирмы, выпускающие современные воздухораспределительные устройства.

CHOICE AIR DISTRIBUTORS

Abstract.
The article examines the factors that determine the choice of air diffusers in ventilation systems. The reasons of the wrong choice of diffusers are marked with Russian firms producing modern air diffusers.

Воздухораспределители - это устройства, предназначенные для подачи и равномерного распределения воздуха в помещении.

Воздухораспределительные устройства осуществляют как сосредоточенную подачу воздуха компактными, неполными или полными веерными струями, так и рассредоточенную подачу воздуха с целью обеспечения равномерных условий распределения его параметров в рабочей зоне помещений.

Разнообразие форм, конструкций и цветовой гаммы, производимых отечественными и зарубежными фирмами воздухораспределительных устройств (ВР), поражает. Поэтому проектировщики иногда теряются при таком многообразии: что же выбрать?

Выбор того или иного вида воздухораспределительного устройства зависит от ряда факторов:

- от назначения проектируемого объекта (общественное или промышленное), его категории, размеров и высоты;
- от санитарно-гигиенических требований;
- от необходимости регулирования воздушного потока;
- от прокладки вентиляционной сети (прокладывается сеть открыто или зашивается);
- от формы воздуховода (круглые воздуховоды или прямоугольные);
- от дизайнерского оформления помещения и проч.

Чаще всего инженеры-проектировщики осуществляют свой выбор, исходя только из скорости воздуха в живом сечении воздухораспределителя, игнорируя все остальные весьма важные аэродинамические параметры: коэффициент местного сопротивления (ζ), коэффициент затухания скорости (m) и температурный коэффициент (n), вид струи, возникающей при выходе воздуха из устройства.

Еще один не маловажный фактор: чаще всего принимают воздухораспределители без регулятора расхода. С одной стороны это объяснимо, т.к. данные ВР дешевле, чем воздухораспределители с регулятором расхода. Но

есть, как говорится и другая сторона медали. В настоящее время специалисты ОВ практически не производят расчет диафрагм, устанавливаемых для увязки участков вентиляционной сети. Но даже если проектировщики и выполняют данный расчет, то при монтаже системы вентиляции они не устанавливаются. Поэтому регулировать и увязывать участки системы иногда приходиться с помощью ВР. Отсюда вывод: с точки зрения нормальной работы вентиляции лучше устанавливать воздухораспределительные устройства с регулятором расхода, но при этом следует помнить, что в воздухораспределительных устройствах шум регенерируется, и в зависимости от степени закрытия регулятора расхода уровень шума может повыситься на 15-25дБ.

Пойдем дальше. Для того чтобы знать, с какими параметрами воздух поступает в рабочую или обслуживаемую зону, необходимо производить расчет ВР. Данный расчет позволяет нам определить количество и марку воздухораспределителей, а также удостовериться в том, что параметры струи, выходящей из них, не превышают нормируемых значений, а именно согласно СП 60.13330.2012

$$\upsilon_x^{max} \le k \cdot \upsilon_{норм} \text{ и} \qquad \Delta t_x^{max} \le \Delta t_{норм}$$

Если данные условия не выполняются, то необходимо произвести перерасчет: либо поменять марку приточного устройства, либо их размеры или количество.

На практике этот расчет в 90% случаев не производится. Проектировщиков можно понять, при существующих сроках проектирования у них просто нет времени на расчет воздухораспределителей. Однако, не имея данного расчета, мы не можем гарантировать требуемых санитарно-гигиенических параметров воздуха в обслуживаемой или рабочей зоне помещения.

Наиболее часто в настоящее время в общественных зданиях в качестве устройств для подачи воздуха в основном используются вентиляционные решетки (при высоте помещения 2,7-3,0 м), четырехсторонние (а также двух, трехсторонние) диффузоры при установке в подшивном потолке, и сопловые диффузоры (для подачи приточного воздуха на большие расстояния, например в больших залах) (рис. 1-3).

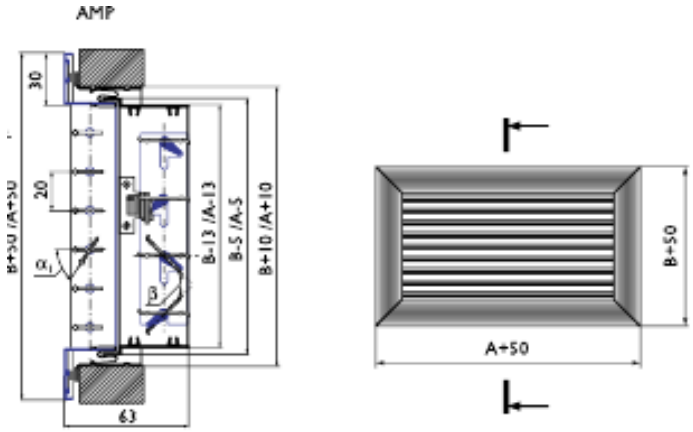


Рис. 1. Решетки вентиляционные AMP (Арктос)

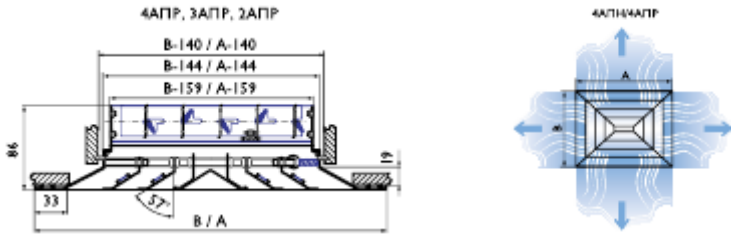


Рис. 2. Диффузоры потолочные 4АПР (Арктос)

Рис. 3. Диффузоры веерные ДПУ-С (Арктос)

Получили распространение и переточные решетки, которые предназначены для перераспределения воздуха между помещениями (рис. 4). Согласно СП 60.13330.2012 п.7.5.1, часть приточного воздуха в общественных и административно-бытовых зданиях может подаваться в смежные помещения. В этом случае применение таких решеток целесообразно.

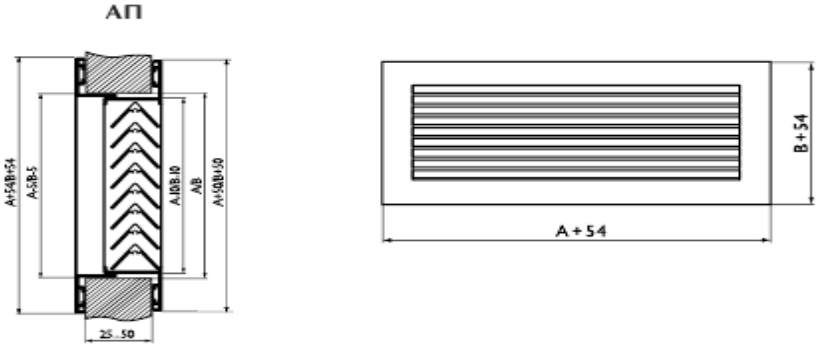


Рис. 4. Переточные решетки АП (Арктос)

В последнее время снялась проблема установки прямоугольных решеток на круглые воздуховоды, т.к. появились решетки для круглых воздуховодов, в

частности регулируемые решетки AIRO-R1 российской Производственной компании ВТВ-Инжиниринг (AIRO-CLIMATE).

Хочется отметить, что данная компания выпускает также и акустические (шумопоглощающие) решетки. Данный вид решеток актуален при выборе воздухораспределителей для помещений, имеющих достаточно жесткие акустические нормы.

Большой выбор и полные данные воздухораспределителей представлены в каталогах российских фирм «Сезон» и «Арктос». Кроме того, завод «Арктос», имеет свою научно-исследовательскую лабораторию аэродинамики и акустики (НИЛАА), в состав которой входит испытательный центр с двумя стендами: аэродинамическим и акустическим.

Представляет интерес и методика графического подбора воздухораспределителей «Арктос», которая значительно сокращает время проектирования. Поэтому нашим проектировщикам есть из чего выбрать, и с одной стороны это возможность поддержать отечественного производителя, с другой – установить качественные и современные воздухораспределители.

Таким образом, можно сделать некоторые выводы.

Выбор воздухораспределительных устройств должен осуществляться в зависимости:

- от конкретного помещения;
- от конкретной схемы воздухораздачи;
- от особенностей вентиляционной системы.

Также должен выполняться расчет ВР.

Только в этом случае, мы получим благоприятную воздушную среду в тех помещениях, где мы живем и работаем.

Литература

1. СП 60.13330.2012 Отопление, вентиляция и кондиционирование воздуха // Минрегион России, 2012.- с. 75.

2. Воздухораспределители компании «Арктос». Указания по расчету и практическому применению. – Издание пятое, 2008. – 216с.

3. Каталог «Вентиляционные решетки» Производственной компании ВТВ-Инжиниринг (AIRO-CLIMATE). – 36с.

Ключевые слова: вентиляция, распределение воздуха, распределительные устройства.

Keywords: ventilation, air distribution, switchgear.

Степанова Лариса Ризвановна –старший преподаватель кафедры «Теплотехника и гидравлика» ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова», г. Чебоксары, 428015, г. Чебоксары, Московский пр., 15; strf@chuvsu.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Stepanova Larisa Rizvanovna, senior lecturer in "Heat and Hydraulics", Chuvash State University named after I.N. Ulyanov (ChuvSU), 15 Moskovskiy Prospekt, Cheboksary, 428015, Russian Federation; strf@chuvsu.ru; +7 (8352) 62 45 96.

Для цитирования:
Степанова Л.Р. Выбор воздухораспределителей / Л.Р. Степанова // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 496 – 500.

Citation:
Stepanova L.R. Choice air distributors // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 496 - 500.

УДК 697.953.4

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МАСШТАБА ДЛИНЫ ТУРБУЛЕНТНОСТИ

Л.А. Хинканин, А.П. Хинканин
Поволжский государственный технологический университет. г.Йошкар-Ола, Россия

Аннотация

В статье рассматриваются проблемы численного моделирования процессов массопереноса и уточнения расчетных параметров турбулентных течений.
Ключевые слова: Численное моделирование, масштаб длины турбулентности, CosmosFlowSimulation.

DETERMINATION OF THE LENGTH SCALE OF TURBULENCE

Abstract

The article considers the problem of numerical modeling of mass transfer processes and refinement the design parameters of turbulent flows.
Keywords: Numerical simulation, the length scale of turbulence, CosmosFlowSimulation.

В инженерно-строительной практике часто возникают расчетные задачи, связанные с оптимизацией работы систем вентиляции и создания требуемых параметров микроклимата. Рассчитать аналитическими методами с достаточной точностью параметры процессов тепломассопереноса в постоянно изменяющейся среде помещения не представляется возможным. Наиболее приемлемым выходом в этой ситуации становится применение CAE-систем различного рода. Однако, точность применяемых в CFD-пакетах моделей движения газа зачастую зависит от правильной оценки энергетических параметров течения. [1]

В ходе решения ряда численных задач прикладной газодинамики была выявлена проблема погрешностей в оценке масштаба длины турбулентности, приводящая к снижению теплообмена на границе газ-поверхность. [2] Точность применяемой, в ходе работы, модели течения газа Навье-Стокса (описывающая в нестационарной постановке законы сохранения массы, импульса и энергии этой среды для ламинарного потока и аналогично усредняющая их по Рейнольдсу для

турбулентного потока) оказалась существенно зависима от масштаба длины турбулентности.

Целью исследования является уточнение значений масштаба длины турбулентности потоков воздуха в отапливаемых зданиях.

Определение значений масштаба длины турбулентности достигается с помощью комбинирования натурного и численного эксперимента. При этом проводится параметрическое численное исследование, где изменяемым параметром является масштаб длины турбулентности, а критерием сходимости – соответствие скоростей движения воздушных масс в физическом и численном эксперименте.

Для натурного эксперимента была создана установка, состоящая из внешнего корпуса, безлопастного вентилятора, анемометра Testo 416. Корпус установки представляет собой куб стороной 500 мм, внутренняя поверхность которого тщательно отполирована (шероховатость 50 микрон). Передняя и задняя стенки отсутствуют. По центру, в срезе передней грани установлен безлопастной вентилятор, позволяющий получить квази-ламинарный поток воздуха.

На первом этапе были решены следующие задачи исследования масштаба длины турбулентности:

- Измерение скоростей истечения воздуха из безлопастного вентилятора (эжектора);
- Построение численной модели безлопастного вентилятора;
- Пересчет численной модели безлопастного вентилятора с оптимизацией масштаба длины турбулентности. В качестве критерия сходимости принимается соответствие параметров скорости истечения воздуха в численном и натурном эксперименте;

Измерение скоростей проводилось анемометром Testo 416 с диапазоном измерений от 0,4 м/с до 40 м/с и погрешностью 0,2 м/с. Во время измерений центральное эжекционное отверстие было закрыто экраном, чтобы избежать погрешностей при измерениях. Измерения проводились в 4 точках, через 90 градусов по часовой стрелке, начиная с нижней точки сопла. Результаты измерений представлены в табл. 1

Таблица 1. Результаты натурного измерения скоростей

	Точка 1 (0°)	Точка 2 (90°)	Точка 3 (180°)	Точка 4 (270°)
Скорость, м/с	1,3	1,7	1,6	1,4

Таким образом, максимальная измеренная натурно скорость составила 1,7 м/с, минимальная 1,3 м/с, а средняя по сечению – 1,5 м/с.

Построение численной модели безлопастного вентилятора проведено в программном комплексе SolidWorks и в его CFD-приложении CosmosFlowSimulation. Принималась модель смешанного течения (ламинарное и турбулентное). Применялись уравнения Навье-Стокса, осредненные по Рейнольдсу в малом масштабе времени. Учитывалась сила гравитации. Использовалась модель реального газа (воздуха), исходные значения масштаба длины турбулентности, в которой составили 2% и 0,00054 м соответственно [1]. В модель были введены следующие допущения:

- Теплообмен в системе пренебрежимо мал;
- Не учитывается влажность воздуха и связанные с ней эффекты;
- Задача является стационарной (установившееся течение);

В качестве критерия сходимости численного эксперимента принимались следующие условия:

- Общий вид графика «параметр-итерации» (отсутствие резких скачков на конечном этапе решения показывает об устоявшемся течении) – рис. 1.
- Совпадение массовых расходов на входном и исходящем отверстии вентилятора – рис. 2.

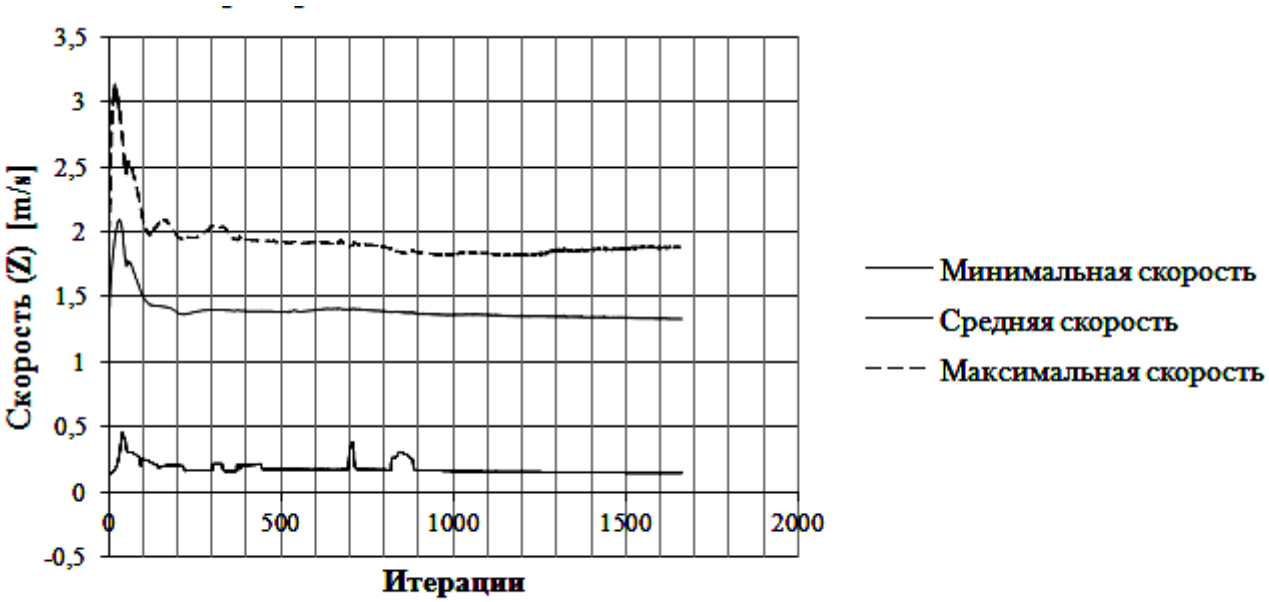


Рис. 1. Сходимость расчетных параметров скорости на выходном отверстии

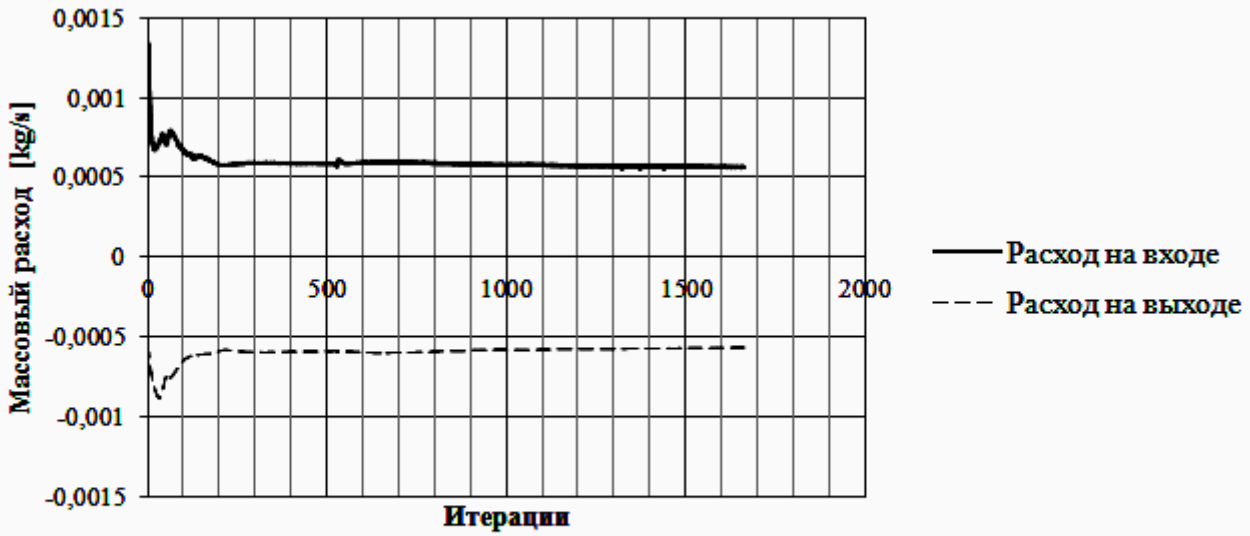


Рис. 2. Сходимость расчетных параметров массового расхода на входном и исходящем отверстии

Невязка в входном и исходящем массовом расходе, представлена в табл.2 и составила составляет 0,3%, что можно считать удовлетворительной погрешностью численного эксперимента.

Таблица 2. Результаты численного эксперимента

	Минимальное значение	Максимальное значение	Среднее значение
Скорость на выходном отверстии, м/с	0,98747009	1,883087799	1,330851576
Массовый расход на входе, кг/с	-	-	0,000565288
Массовый расход на выходе, кг/с	-	-	0,000567023

Из данных, приведенных в табл. 3 следует, что результаты численного эксперимента не попадают в доверительный интервал измерений натурного эксперимента. Это связано с ошибкой в оценке энергетических параметров течения воздушных масс внутри корпуса безлопастного вентилятора (рис. 3). Исходя из этого было принято решение провести параметрическое исследование. Менялся масштаб длины турбулентности, а сходимость отслеживалась посредством соответствия значений скоростей, измеренными в ходе физического эксперимента с численным экспериментом (рис. 4). Результаты этой оптимизации представлены в табл. 3.

Результаты уточненного численного эксперимента позволяют утверждать, что полученные данные имеют достаточную точность и предложенный подход к решению данной проблемы перспективен в дальнейших изысканиях. Было найдено уточнённое значение длины турбулентности: 0,00049 м. Разница в абсолютном значении составила 9,25% (табл. 4).

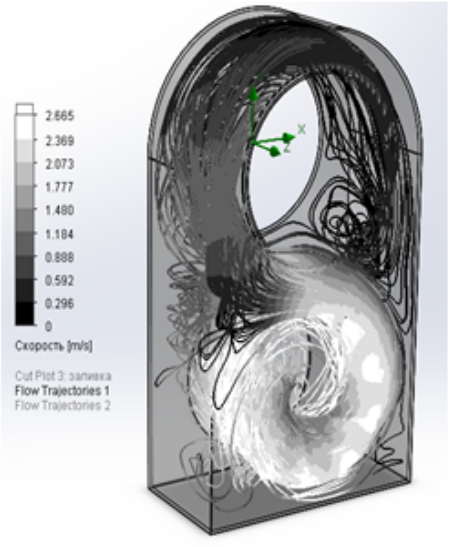


Рис. 3. Траектории движения воздушных масс внутри вентилятора

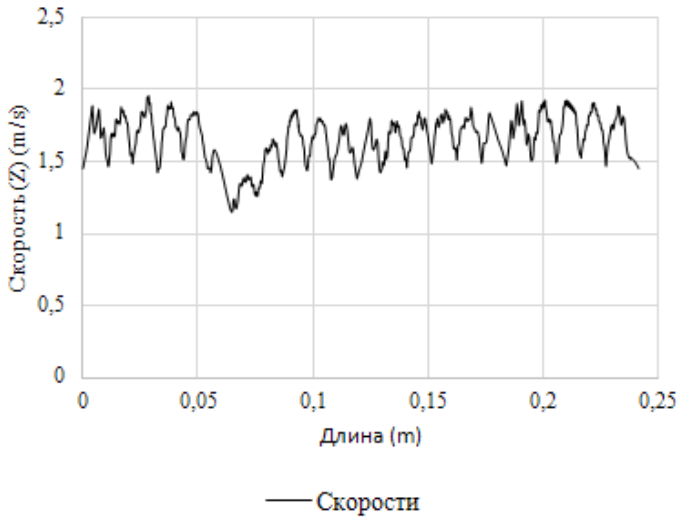


Рис. 4. Скорости воздуха в выходном сечении

Таблица 3. Сравнение результатов натурного и численного экспериментов

	Натурный эксперимент	Интервал погрешности натурного эксперимента	Численный эксперимент
Минимальное значение скорости, м/с	1,30	1,20-1,50	0,99
Среднее значение скорости, м/с	1,50	1,40-1,60	1,33
Максимальное значение скорости, м/с	1,70	1,60-1,80	1,88

Таблица 4. Сравнение результатов натурного и уточненного численного экспериментов

	Натурный эксперимент	Интервал погрешности натурного эксперимента	Численный эксперимент
Минимальное значение	1,30	1,10-1,50	1,25
Среднее значение	1,50	1,40-1,60	1,59
Максимальное значение	1,70	1,60-1,80	1,79

Литература

1. Алямовский А.А. Инженерные расчеты в CosmosFlowSimulation М.: ДМК-Пресс, 2010. - 464 с.
2. Хинканин А.П., Хинканин Л.А. Энергосбережение в птицеводческих зданиях – НАСКР 2012 Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2012. – С. 325-330.

Hinkanin Leonid Aleksandrovich, Hinkanin Alexander Pavlovich.
Volga State University of Technology, Yoshkar-Ola, Russia

Для цитирования:
Хинканин Л.А. Определение масштаба длины турбулентности / Л.А. Хинканин, А.П. Хинканин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 500 – 504.

Citation:
Hinkanin L.A., Hinkanin A.P. Determination of the length scale of turbulence// New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 500 - 504.

ИННОВАЦИИ В СТРОИТЕЛЬНОМ ОБРАЗОВАНИИ

УДК 378

РОЛЬ РИСУНКА В ПОДГОТОВКЕ БАКАЛАВРОВ ПРОФИЛЯ «ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ»

А.А. Баранов
Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова
г. Чебоксары, Россия

Аннотация
Рассмотрена роль рисунка в историческом аспекте развития интеллекта человека. Последовательно раскрыты этапы развития художественного образования.

THE ROLE OF THE DRAWING IN THE PREPARATION OF BACHELORS PROFILE "DESIGN OF BUILDINGS"

Abstract
The role of drawing in the historical aspect of the development of human intelligence. Consistently revealed the stages of development of art education.

Рисунок с древнейших времен является средством познания, изучения природы человеком, выражением его развивающегося разума. Рисунок представляет собой какое-либо изображение, выполняемое от руки с помощью графических средств – контурной линии, штриха, пятна. Рисунок может быть научно-вспомогательного, технического, прикладного характера. Поэтому сфера применения рисунка в жизнедеятельности человека чрезвычайно обширна.

В историческом аспекте рисунок играет неоценимую роль в развитии интеллекта человека и имеет исключительное значение как средство познания и изучения художником действительности. Но обычно рисунок связывают с художественной деятельностью человека, так как он составляет одну из важнейших и широко развитых областей изобразительных искусств и лежит в основе всех видов художественного изображения. Существуют многочисленные разновидности рисунка, различающиеся по методам рисования, по темам и жанрам, по назначению, по технике и характеру исполнения.

В Европе с конца XVI в. Рисунок начинает составлять основу художественного образования. С этого времени вырабатывается академический рисовально-учебный процесс. Значительную роль в этом процессе сыграло создание в крупных европейских центрах в начале XVII в. специальных учебных заведений – академий художеств и художественных школ, где рисунок становится основой новой системы подготовки художника – академической.

Академическое художественное образование требовало многолетней кропотливой работы для подготовки профессиональных художников и зодчих. Система художественно- архитектурного образования сложившаяся в Российской Академии живописи, ваяния и зодчества фактически не претерпевала значительных изменений с середины 18 столетия и сохранилась в основе своей в художественных и архитектурных учебных заведениях до нынешних времен.

В современных условиях подготовки бакалавра-архитектора, овладения им изобразительной грамотой ведущей учебно-образовательной дисциплиной

становится рисунок. Рисунок является средством выражения образного и пространственного мышления, а также способствует созданию произведения высокого архитектурного искусства.

Для студентов художественных архитектурных специальностей учебные занятия рисунком являются основой для получения профессионального мастерства и должны занимать значительное место по объему учебного времени во всем учебном процессе.

Системное академическое художественно - архитектурное образование требовало длительной многолетников кропотливой работы для подготовки профессиональных зодчих.

Обучение начиналось с простейших графических упражнений. Начинающие рисовать учились проводить четкие разнообразные линии и изображение простых геометрических тел от руки, без помощи линейки и других инструментов. Значительное место в обучения отводилась овладению различными графическими материалами – карандашом, сангиной, тушью и д.р.

В дальнейшем основу учебного рисунка составляет процесс длительного изучения натуры. Для этого разработана целая система графических упражнений и учебных постановок. Вся учебная работа по рисунку неразрывно связана с практическим освоением теоретических основ графического изображения:

- изучением перспективы;
- изучением учений о пропорциях;
- изучением закономерностей распределения светотени на объемной форме и световоздушной среды пространства.

Одновременно с учебными постановками в студийных условиях студенты выполняют краткосрочные зарисовки и наброски с натуры интерьеры и окружающую действительность. Студентам рекомендуется изучать образцы классического наследия и методическую литературу по рисунку.

Основным принципом работы в учебном рисунке является последовательное его ведение от общего изображения к частному (детальному уточнению) и от частного возвращение к обогащенному деталями общему изображению.

Нельзя изображать натуру по частям. Это ведет к неизбежным ошибкам в рисунке. Необходимо развивать способности видеть большие пропорциональные отношения в натуре и сравнивать их с аналогичными в рисунке, но изображенными в других масштабах.

Изучение натуры – это процесс обобщенного видения. У рисующего должно постепенно развиваться умение отбирать в натуре главное, наиболее характерное и художественное обобщать второстепенное, детальное.

Процесс овладения профессиональным мастерством «рисовальщика» идет через проанализированное изучение натуры. Поэтому рисование с натуры становиться ведущим методом обучения при подготовке бакалавра – архитектора.

Процесс усвоения изобразительной грамоты требует длительной работы над рисунком с натуры, неоднократных повторов учебных заданий с различных точек зрения с целью овладения всеми задачами учебного рисунка.

В учебном процессе целесообразно сочетание различных видов рисования с натуры. Поэтому в учебных заведениях различного уровня программы обучения

рисунку предусматривают обязательное выполнение обучающимися и длительных многосеансовых рисунков, а также краткосрочных зарисовок и беглых набросков.

Практически длительный рисунок начинают выполнять с наброска. Такой метод позволяет начинающему рисовальщику «правильнее» начинать работу над длительным рисунком: - уловить движение и конструктивное строение объекта изображения. Таким образом помочь избежать ненужных ошибок и неточностей.

Работая с натурой, обучающиеся рисунку развивают зрительную память и наблюдательность, пространственное и образное мышление, учатся видеть типическое и различное в окружающей действительности, ее эстетическую красоту.

В учебном рисунке успех зависит от внимательного изучения натуры, ее конструктивного строения, соотношения пропорций и форм. При изучении натуры следует учиться обобщать второстепенные детали. Рисовать нужно всегда осознанно, а не механически, ставя перед собой определенные изобразительные задачи.

При рисовании с натуры часто напоминают об умении рисовать весь предмет сразу или все объекты изображения одновременно. Под этим подразумевается соблюдения единства, подчинения всех частей изображения целому.

Важным принципом рисования с натуры является умение рисующего вести конструктивное построение рисунка. Для этого необходимо учиться «расчленять» сложные предметы на простые геометрические формы. Это дает возможность делать изображение более объемным – пространственным, «перспективным», т.е. трехмерным. При рисовании требуется правильно изобразить, как находятся предметы в пространстве, сколько места они занимают, если представить их «в плане».

Процесс рисования с натуры заключается не в копировании натуры – срисовывании ее контуров и наведения теней, а в осмыслении построения («конструктировании») пространства и объемов на плоском листе бумаги.

Рисунок ведется от компоновки изображения, определения соотношения крупных масс, к дальнейшему постепенному переходу к более мелким деталям, не упуская их конструкцию всего изображения.

Следует учиться сравнивать несколько пропорциональных соотношений натуры с аналогичными в рисунке. Рисунок – это не реальная действительность, а иллюзорное изображение реальности.

Количество учебного времени в академических часах, необходимого для выполнения каждого учебного рисунка, определяется как уровнем подготовленности обучающихся, так и сложностями учебных постановок, а также поставленными задачами и условиями их выполнения в определенных графических материалах. Чем глубже процесс обучения изобразительной грамоте, тем длительнее по учебному времени становятся академические задания по рисунку. Поэтому академические часы объединяются в так называемые «сеансы» по нескольку часов.

Сложившаяся и апробированная временем многоуровневая система художественного образования также актуальна и в настоящее время перестройки системы высшего профессионального образования в нашей стране.

Ключевые слова: учебный рисунок, исторические аспекты развития обучению рисунку, навыки профессионального мастерства.

Keywords: academic drawing, historical aspects of learning drawing skills of professional skills.

Баранов А.А. Канд. пед. наук. Доцент. Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова
A.A. Baranov. Ph.D. Associate Professor. Chuvash State University named after I. Ulyanov.

Для цитирования:
Баранов А.А. Роль рисунка в подготовке бакалавров профиля «Проектирование зданий» / А.А. Баранов // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 506 – 509.

Citation:
Baranov A.A. The role of the drawing in the preparation of bachelors profile "Design of buildings" / A.A. Baranov // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 506 – 509.

УДК 37.026

ОПТИМИЗАЦИЯ СОДЕРЖАНИЯ ДИСЦИПЛИНЫ «ХИМИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ» С УЧЕТОМ ПРИНЦИПА ПРЕЕМСТВЕННОСТИ

О.В. Кузьмина
Чебоксарский политехнический институт (филиал) ФГБОУ ВПО «Московский государственный машиностроительный университет (МАМИ)», г. Чебоксары, Россия
Д.Л. Кузьмин
Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия

Аннотация
В данной работе продолжаются научно-методические исследования в области методики преподавания химических дисциплин с учетом особенностей вузовского обучения по специальности «Строительство уникальных зданий и сооружений».

CONTENT OPTIMIZATION OF DISCIPLINE "CHEMISTRY IN BUILDING" WITH REGARD TO THE PRINCIPLE OF CONTINUITY

Abstract
In this paper continues the scientific-methodological research in the field of a technique of teaching of chemical disciplines, taking into account characteristics of University education in the specialty "Construction of unique buildings and structures".

Ранее было сообщение о реализации принципа преемственности в преподавании химических дисциплин по направлению «Металлургия» [1]. Некоторое время назад появилась возможность рассмотреть преемственный аспект преподавания и в строительной специализации, когда началась подготовка по специальности

«Строительство уникальных зданий и сооружений» и была введена новая дисциплина «Химия в строительстве».

Для реализации поставленной задачи встала интересная проблема – разработать новый курс именно с учетом принципа преемственности, который предполагает логическую последовательность в изучении дисциплин, а также постепенное развитие и углубление знаний, усложнение требований к изучаемому материалу и умственной деятельности студента [2]. С одной стороны, курс должен базироваться на знаниях, полученных при изучении общей химии, а с другой, он должен стать фундаментом для освоения дисциплины специализации «Строительные материалы».

Переработав большой объем литературы с учетом опыта преподавания в других вузах, была разработана рабочая программа по дисциплине «Химия в строительстве» [3]. В нее вошел такой раздел как «Химия элементов II, III и IV групп», составляющих химическую основу строительных материалов, а именно, Ca, Mg, Al, Si и C. Без понимания амфотерных свойств алюминия и его соединений невозможно разобраться в многообразии минералов на основе алюминатов и солей алюминия. Эти главы получили свое развитие в теме «Вяжущие материалы», что является основой всех строительных материалов, начиная с извести и гипса и заканчивая различными видами цемента и бетона. Поскольку все строительные материалы и смеси являются сложными по составу, многокомпонентными гетерогенными системами со своими законами существования и устойчивости, необходимо было ввести в программу курса раздел коллоидной химии с углубленным изучением поверхностных явлений, таких как адсорбция, адгезия, когезия, капиллярные явления. Вода также входит в состав большинства строительных материалов, поэтому мы сочли целесообразным рассмотреть отдельные главы из химии воды и водоподготовки. Современное строительное производство уже немыслимо без использования полимерных материалов, поэтому в программу дисциплины вошли элементы органической химии с акцентом на получении и свойствах полимеров и пластмасс.

Эта программа довольно успешно реализуется в Чебоксарском политехническом институте (филиале) МГМУ уже два года, особенно по очной форме обучения, где количество часов, отведенных на лекционные и лабораторные занятия (16 и 32 соответственно) вполне достаточно. Проблемы с реализацией программы этого курса возникли у студентов, обучающихся по заочной форме обучения. Здесь предполагается всего 4 часа лекций и 8 часов лабораторных занятий. Возникла проблема оптимизации содержания дисциплины для студентов-заочников, решение которой и явилось целью данного научно-методического исследования.

При составлении программы курса у авторов возникло стойкое убеждение, что должны знать студенты после изучения дисциплины «Химия в строительстве». Одним из таких знаний, на наш взгляд, должно быть представление о химической сущности того или иного строительного материала. Так возникла идея создания классификационной схемы соответствия названия материала и его химической формулы. Эта тема была предложена для научной работы студентам очного отделения ЧПИ(ф) МГМУ, которые уже прошли это курс. Такая работа была проведена и ее результаты были представлены на студенческой научной конференции.

Классификационная схема представляет собой таблицу, где приводится название материала и его химическая формула с разделением строительных материалов на

природные и искусственные. Компактность и простота представления достаточно большого объёма информации делает эту схему-таблицу неоценимым помощником и справочным гидом при изучении многих дисциплин специализации. В ней отражены не только конкретные вещества, например, песок (SiO_2), глинозем (Al_2O_3), мел и известняк ($CaCO_3$), но и довольно сложные композиционные материалы, созданные природой и человеком, например, глина, древесина, цементы. Работа еще не закончена и требует совершенствования и оптимизации. Предполагается оформить её в виде методички-памятки для использования при дальнейшем обучении.

Таким образом, оптимизация содержательного аспекта дисциплины «Химия в строительстве» осуществлялась путем так называемой «горизонтальной» преемственности через научную работу студентов очного обучения для помощи студентам-заочникам. Кроме того, на наш взгляд, в учебном плане, реализуемом на строительном факультете ЧГУ им. И.Н. Ульянова, отсутствует принцип преемственности, так как курс «Химия в строительстве» предлагается уже после курса «Строительные материалы», что не вполне целесообразно. Нарушается логика преподнесения материала, а также принцип постепенного его усложнения (от простого к сложному). В курсе «Строительные материалы» многие темы рассматриваются более подробно и для лучшего усвоения и понимания должны базироваться на понятиях химии, изучаемых ранее.

Литература

1. Кузьмина О.В. Реализация образовательной программы направления «Металлургия» с учетом преемственности в преподавании химических дисциплин / О.В. Кузьмина, Д.Л. Кузьмин – Чебоксары: ЧПИ (ф) МГОУ имени В.С. Черномырдина, Сборник трудов науч.-практ. конф. «Инновации в образовательном процессе», выпуск 11, 2013.

2. Антонелене Э.Н. Преемственность и целостность образовательной сферы // Э.Н. Антонелене - www.superinf.ru

3. Кузьмина О.В. Учебно-методический комплекс по дисциплине «Химия в строительстве» / О.В. Кузьмина – Чебоксары: ЧПИ (ф) МГОУ имени В.С. Черномырдина, 2011. – 18 с.

Ключевые слова: Строительное образование, химия в строительстве, специальность «Строительство уникальных зданий и сооружений»

Keywords: Construction education, construction chemicals, specialty "Construction of unique buildings and structures"

Кузьмина О.В., к.х.н., доцент – ЧПИ(ф) МГМУ (МАМИ)
Кузьмин Д.Л., к.х.н., доцент – ЧГУ им. И.Н. Ульянова

Kuzmina O.V. - Ph.D., associate Professor, FGBOU VPO CPI (branch) MGMU (MAMI)
Kuzmin D.L. - Ph.D., associate Professor, FGBOU VPO CSU them. I.N. Ulyanov.

Для цитирования:
Кузьмина О.В. Оптимизация содержания дисциплины «Химия в строительстве» с учетом принципа преемственности / О.В. Кузьмина, Д.Л. Кузьмин // Новое в архитектуре, проектировании

строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 509 – 512.

Citation:
Kuzmina O.V. Content optimization of discipline "Chemistry in building" with regard to the principle of continuity / O.V. Kuzmina, D.L. Kuzmin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 509 – 512.

УДК 378

ФОРМИРОВАНИЕ ПРОФЕССИОНАЛЬНЫХ КОМПЕТЕНЦИЙ СТУДЕНТОВ СТРОИТЕЛЬНЫХ НАПРАВЛЕНИЙ В УСЛОВИЯХ ИННОВАЦИОННОЙ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЙ СРЕДЫ

И.В. Петрова – ЧПИ (ф) МГМУ, г. Чебоксары, Россия
Н.Г. Мамаев – ЧГУ им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия

Аннотация
В статье определены критерии и показатели отслеживания уровня сформированности профессиональных и социально-личностных компетенций у студентов в ходе изучения теоретического материала, экспериментально проверено влияние практико-ориентированного обучения на формирование профессиональных компетенций студентов строительных специальностей.

THE FORMATION OF PROFESSIONAL COMPETENCE OF STUDENTS OF CONSTRUCTION TRENDS IN THE CONDITION OF INNOVATIVE EDUCATIONAL ENVIRONMENT

Abstract
The article defines the criteria and indicators to monitor the level of development of professional and social and personal competences of students during learning of theoretical material, experimentally tested the impact of practice-based learning on the formation of professional competence of students in building trades.

Актуальной проблемой современного профессионального образования является вопрос о формировании компетенций будущих специалистов.

Сформулированная цель определила характер конкретных задач, представленных в данной работе. К числу таких задач следует отнести следующие:

1. Определение критериев и показателей отслеживания уровня сформированности профессиональных и социально-личностных компетенций у студентов в ходе изучения теоретического материала;
2. Экспериментальная проверка влияние практико-ориентированного обучения, как одного из инновационных методов, на формирование профессиональных компетенций студентов строительных специальностей;
3. Разработка научно-методические рекомендации для студентов и преподавателей, ответственных за организацию и проведение практико-ориентированного обучения.

Опытно-экспериментальная работа осуществлялась нами с 2009 по 2013 г. на базе Чебоксарского политехнического института (филиала) ГОУ ВПО «Московский государственный машиносторительный университет», в три этапа.

Эксперимент проводился с учетом следующих особенностей комплектования групп по направлениям: проектно-конструкторской и производственно-технологической, формирования учебного плана посредством подбора дисциплин специализации в соответствии с Государственным образовательным стандартом высшего профессионального образования:

1) студенты добровольно выбирают направление из двух предложенных – проектно-конструкторское и производственно-технологическое, а потому специальные дисциплины включаются в учебные планы, начиная с третьего курса обучения;

2) студенты, избравшие проектно-конструкторскую деятельность, объединяются в одну контрольную и в одну экспериментальную группы, студенты, избравшие производственную деятельность объединяются во вторую контрольную и вторую экспериментальную группы.

3) для проведения эксперимента рассматривается одна группа в качестве контрольной (КГ1) и экспериментальной (ЭГ1) группы, набор в которые осуществлялся на 1 год раньше, чем в группы, которые рассматривается в качестве второй контрольной и экспериментальной группы (КГ2 и ЭГ2) . Т.е. оценка сформированности профессиональных компетенций студентов строительных специальностей проводится по определенным для эксперимента методикам: в группах, где не использовались технологии практико-ориентированного обучения и рейтингового контроля. Эти данные сохраняются до следующего года, когда будут получены результаты оценки сформированности компетенций в экспериментальных группах, где такие технологии использовались;

4) участвовали в эксперименте преподаватели кафедры строительного производства, подготовленные к проектированию, конструированию и использованию технологии практико-ориентированного обучения и рейтингового контроля, которые преподают специальные дисциплины, включенные в учебный план. Так как, педагогическая диагностика эффективности применения технологий требует коллективной деятельности единомышленников.

Решение поставленных перед экспериментом задач осуществлялось как в традиционных, так и в специально созданных педагогических условиях практико-ориентированного обучения.

Практико-ориентированное обучение применительно к первой экспериментальной группе (ЭГ1) использовалась в таком варианте: один день обучения на предприятии после недели аудиторного занятия. По итогам педагогической диагностики эффективности использования такой технологии в нее вносились некоторые изменения, и в процессе обучения второй экспериментальной группы (ЭГ2) использовалась скорректированная технология: одна неделя обучения на предприятии после трехнедельного теоретического обучения в аудиториях вуза. Важно отметить, что такие изменения вносились после окончания учебного года, т.е. определенного этапа применения технологии в ЭГ1.

Для обработки и анализа информации о динамике формирования профессиональных компетенций каждого студента, участвующего в эксперименте, были заведены индивидуальные карточки, аналогичные формам учета и отчетности, сформированные по каждому критерию, которые заполнялись по окончании каждого этапа эксперимента (учебного года). Сюда же заносились данные входного, текущего, промежуточного и итогового контроля, рейтинговые баллы, по которым определялось среднее значение рейтинга каждого студента.

На основе рейтингов отдельных студентов исчислялись средние рейтинги по контрольным и экспериментальным группам, они заносились в карточки групп. Кроме того, в карточках групп отражались результаты текущего, промежуточного, итогового контроля, проводившегося в процессе изучения специальных дисциплин.

Собранные в процессе проведения эксперимента информации после обработки и систематизации показателей представили в виде обобщенных таблиц, включающих показатели сформированности профессиональных компетенций студентов строительных специальностей по компонентам формирования профессиональных компетенций в контрольных и экспериментальных группах по этапам внедрения практико-ориентированного обучения и рейтингового контроля. Структура всех таблиц идентична, что облегчает анализ представленной в них информации. В таблицах представлены по критериям ценностного, мотивационного, содержательного и оценочного компонентов формирования профессиональных компетенций будущих специалистов показатели и уровни (продуктивный, продвинутый, пороговый) сформированности компетенций для каждого из них.

Для проведения анализа результатов внедрения модели формирования профессиональных компетенций студентов строительных специальностей в ходе практико-ориентированного обучения в высших учебных заведениях по специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство», мы использовали следующие данные, полученные в процессе проведения эксперимента:

сводные таблицы показателей сформированности профессиональных компетенций студентов, содержащие информацию о количестве студентов контрольных и экспериментальных групп, находящихся на пороговом, продвинутом и продуктивном уровне сформированности по ценностному, мотивационному, содержательному и оценочному компонентам, а также средние рейтинги, исчисленные по группам и по компонентам. Такие таблицы составлялись по итогам входного контроля, а также по окончании первого (3 курс), второго (4 курс) и третьего (5 курс) этапов эксперимента;

Для проведения анализа результатов мы использовали следующие данные:

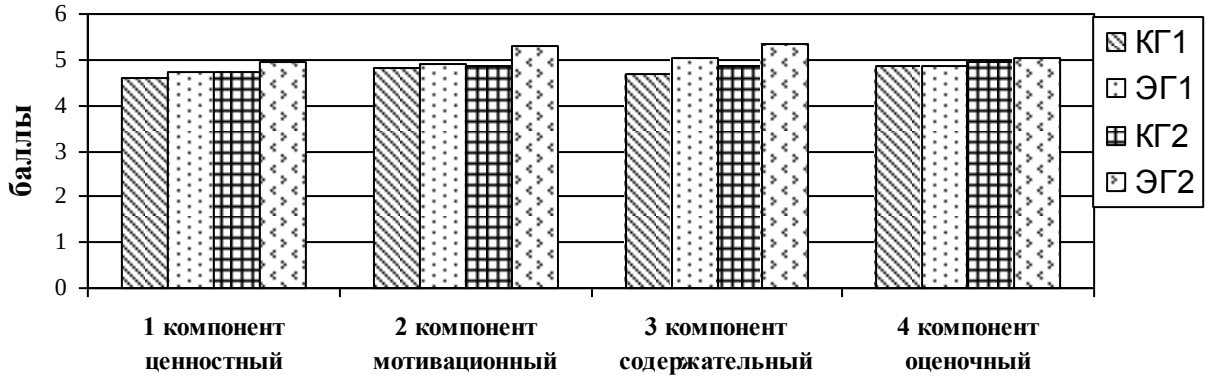
- индивидуальные карточки студентов строительного факультета контрольной и обеих экспериментальных групп, в которые заносились данные о результатах входного, текущего и итогового контроля, о текущих рейтингах на этапах их определения по каждому из компонентов формирования профессиональных компетенций;

- обобщенные данные, в которых отражалась общая информация индивидуальных карточек студентов, рассчитывались средние значения рейтингов по этапам проведения эксперимента для каждого из компонентов формирования профессиональных компетенций будущего специалиста;

- дневник и отчеты прохождения практико-ориентированного обучения, отзыв руководителя практики с кафедры строительного производства;

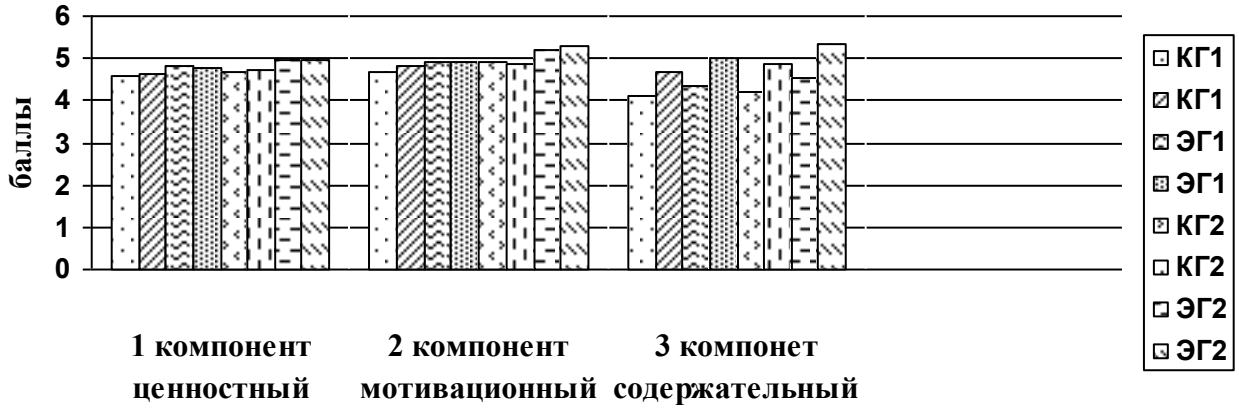
- характеристика с подписью и печатью предприятия, где студент строительного факультета проходил практико-ориентированное обучение.

На основе данных, построена диаграмма 1, отражающая соотношение средних значений рейтингов контрольных и экспериментальных групп по компонентам формирования профессиональных компетенций по окончании первого этапа эксперимента (3 курса обучения студентов).



Диагр.1 Соотношение средних значений рейтингов контрольных и экспериментальных групп по компонентам формирования профессиональных компетенций по окончании первого этапа эксперимента

Динамику средних значений рейтингов по группам представим на основе данных входного контроля и итогам первого этапа эксперимента.



Диагр. 2 Динамика средних рейтингов по компонентам формирования профессиональных компетенций для контрольных и экспериментальных групп.

Из диаграммы видно, что показатели средних рейтингов возросли и в контрольных, и в каждой из экспериментальных групп по всем компонентам формирования профессиональных компетенций студентов.

В процессе аналитической работы над результатами, полученными в ходе проведения опытно-экспериментальной работы и по его окончании, определялись как тактические задачи устранения отдельных недостатков методики, так и стратегические задачи совершенствования технологии практико-ориентированного

обучения студентов строительных специальностей и рейтингового контроля. Результаты решения тактических задач были использованы в процессе совершенствования технологий обучения и контроля, в частности, в процессе внесения изменений в методику проведения эксперимента, когда в него была вовлечена вторая экспериментальная группа.

Анализ решения стратегических задач использовался для обоснования отдельных положений настоящего исследования. Анализ результатов проведения эксперимента после первого его этапа, когда в эксперимент были вовлечены только одна контрольная и одна экспериментальная группа, показал, что в методику проведения эксперимента необходимо внести изменения уже на первом этапе. Причина - относительно невысокие темпы роста показателей в экспериментальной группе по сравнению с контрольной группой практически по всем компонентам формирования профессиональных компетенций. В методику проведения эксперимента были внесены следующие изменения:

- во-первых, перед началом эксперимента студенты ЭГ1 и ЭГ2 были значительно полнее ознакомлены с его целями и содержанием;

- во-вторых, им были аргументировано доказаны преимущества практико-ориентированного обучения специальным дисциплинам;

- в-третьих, преподаватели специальных дисциплин кафедры строительного производства построили обучение таким образом, чтобы больше времени отводилось на формирование умений практической деятельности каждого студента с учетом того, какую направленность (проектно-конструкторскую или производственно-технологическую), выбрал для своей предстоящей профессиональной деятельности студент.

- в-четвертых, изменилось содержание тех средств, которые в рамках технологии рейтингового контроля использовались для оценки результатов обучения, контроль стал более индивидуализированным, т.к. были разработаны карты профессиональных компетенций и матрица оценки результатов студенты получили возможность осуществлять самоконтроль на бумажных и электронных носителях.

Обобщенные результаты применения технологии практико-ориентированного обучения в сравнении с результатами, полученными по окончании первого и второго этапов использования позволяют с уверенностью утверждать, что эффективность обучения с применением таких технологий существенно выше по сравнению с обучением, основанном на использовании традиционных технологий. Так, изменение рейтинговых значений показателей сформированности профессионально значимых компетенций студентов по компонентам формирования профессиональных компетенций возросло на третьем этапе по сравнению со вторым.

Таким образом, анализ результатов проведения эксперимента по внедрению в процесс обучения студентов строительных специальностей модели формирования профессиональных компетенций позволяет сформулировать следующие выводы:

- цель проведения эксперимента достигнута - подтверждена эффективность внедрения модели формирования профессиональных компетенций будущих специалистов в области строительства в ходе практико-ориентированного обучения;

- использование технологии практико-ориентированного обучения и технологии рейтингового контроля способствует развитию ценностного отношения к будущей профессии, осознанию правильности определенных на этапе профессионального самоопределения целей, наполнению и конкретизации целей в процессе формирования профессиональных компетенций в период обучения;

- с применением технологии практико-ориентированного обучения и технологии рейтингового контроля возрастает устойчивость личностных, познавательных, профессиональных мотивов, регулирующих и придающих целенаправленный характер деятельности студентов по овладению профессией;

- внедрение модели формирования профессиональных компетенций студентов строительных специальностей повышает качество усвоения теоретических материалов и способность применения их в реальной профессиональной сфере;

- применение технологии практико-ориентированного обучения и особенно технологии рейтингового контроля развивает способность будущего специалиста в области строительства к самоанализу профессиональной деятельности, на основе которой формируется мотивация саморазвития, которая затем реализуется в самосовершенствовании;

По результатам опытно-экспериментальной работы и по результатам анкетирования можно сделать выводы что, студенты экспериментальных групп положительно оценивают использование технологии практико-ориентированного обучения, понимают о возможности повышения уровня сформированности профессионально-значимых компетенций с использованием такой технологии

Литература

1. Андреев, В. И. Педагогика Высшей школы: инновационно-прогностический курс. Учебное пособие // центр инновационных технологий. – Казань, 2006. – 500с.

2. Болотов, В. А. Компетентностная модель: от идеи к образовательной программе /В. А. Болотов, В. В. Сериков // Педагогика. – 2003. - №10. – С. 8-14.

3. Петрова, И. В. Практико-ориентированное обучение как инструмент формирования профессиональных компетенций студентов строительных специальностей / И.В. Петрова // Сибирский педагогический журнал. Научно-педагогическое издание. – 2010. – №8 – С. 293-302. – ISSN 1813-4718

4. Петрова, И. В. Формирование профессиональных компетенций у студентов строительных специальностей в ходе практико-ориентированного обучения / И.В. Петрова // Вестник Чувашского государственного педагогического университета им. И.Я. Яковлева. – 2010. – №3(67). – Т.2. - С. 148-152.

Ключевые слова: профессиональные компетенции, практико-ориентированное обучение, студенты, эксперимент.

Key words: professional competence, practice-oriented training, students experiment.

Ирина Владимировна Петрова, к.п.н, доцент кафедры строительного производства ФГБОУ ВПО ЧПИ (филиал) МГМУ (МАМИ); 428000, Чувашская Республика, г. Чебоксары, ул. К. Маркса, 54; e-mail: iri551468@mail.ru.

Николай Григорьевич Мамаев, к.т.н., доцент кафедры строительного производства и экономики строительства строительного факультета ФГБОУ ВПО ЧГУ им. И.Н. Ульянова; служ. адрес: пр. Ленина, 6, Строительный факультет, кабинет Н-407, г. Чебоксары; e-mail: kafedraSPuES@mail.ru; тел. 62-55-31 (доб. 6114).

Petrova Irina Vladimirovna - candidate of pedagogical Sciences, associate Professor of the Department of building production FGBOU VPO CPI (branch) MGMU (MAMI); 428000, Chuvash Republic, Cheboksary, street. Marx, 54; e-mail: iri551468@mail.ru.
Mamaev Nicolay Grigoryevich, associate Professor of the Department of building production and construction Economics FGBOU VPO CSU them. I.N. Ulyanov; Lenin ave., 6, Faculty of Civil Engineering, Office H-407, Cheboksary, 428000; e-mail: kafedraSPuES@mail.ru; tel. 62-55-31 (ext. 6114).

Для цитирования:
Петрова И.В. Формирование профессиональных компетенций студентов строительных направлений в условиях инновационной образовательной среды / И.В. Петрова, Н.Г. Мамаев // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 512 – 518.

Citation:
Petrova I.V. Formation of the professional competencies of students in the areas of construction conditions of innovative educational environment / I.V. Petrova, N. G. Mamaev // New in architecture, structural engineering and reconstruction: Proceedings of the Eighth All-Russia (II International) Conference NASKR - 2014. Publ ChuvGU, Cheboksary, 2014. - P. 512 – 518.

УДК 721:378

О НЕОБХОДИМОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ СИСТЕМЫ ДИСТАНЦИОННОГО ОБУЧЕНИЯ «MOODLE» В ОБРАЗОВАТЕЛЬНОМ ПРОЦЕССЕ НА ПРИМЕРЕ СТРОИТЕЛЬНОГО ФАКУЛЬТЕТА

Л.А. Сакмарова
Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова,
г. Чебоксары, Россия

Аннтотация
Рассмотрены разработка и применение новых образовательных технологий в проектировании учебного курса дисциплины «Архитектура зданий». Раскрыты возможности системы дистанционного обучения «Moodle». Анализируется использование тестового контроля в учебном процессе строительного факультета, направленного на повышение мотивации к обучению и эффективности подготовке выпускников направления 270800 «Строительство».

THE NEED TO USE DISTANCE LEARNING SYSTEM «MOODLE» IN THE EDUCATIONAL PROCESS FOR EXAMPLE FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

Abstract
Examined the development and application of new educational technologies in the design of the course of the discipline «architecture of the buildings». The possibilities of distance learning system «Moodle». We analyze the use of the test control in the learning process of building faculty, aimed at increasing the motivation to learn and the effectiveness of training graduates direction 270800 «Construction».

Для реализации современных требований общества к профессионалам строительного профиля требуется большой объем новых знаний и умений в области современных тенденций развития строительной отрасли, которые и обусловливают изменения требований к профессиональной подготовке специалистов.

Одним из основных моментов, определяющих эффективность учебного процесса, является мотивация студентов. Мотивация выступает как необходимый компонент профессионального образования и является составляющей профессиональной компетентности будущего специалиста, свободно обладающего своей профессией и разбирающегося в смежных сферах деятельности, готового к непрерывному профессиональному росту, профессиональной и социальной мобильности.

Разработка новых образовательных технологий обучения в учреждениях высшего профессионального образования вызвана потребностью в изменении учебного процесса, проходящего с использованием традиционных методов и не всегда обеспечивающего гарантированное достижение требуемых целей обучения, в число которых входит формирование профессиональной мотивации учащихся.

СДО «Moodle» является той средой, в которой можно успешно осуществлять образовательный процесс подготовки, который предусматривает интерактивные формы образовательной деятельности, включающие разнообразные способы предоставления учебного материала, проверки знаний и контроля успеваемости создавая интерес к обучению и ощущения постоянной поддержки со стороны преподавателя и системы в целом.

Система насыщена большим количеством ресурсов, позволяющих загружать на сервер готовые файлы, создавать их непосредственно в «Moodle», а также использовать ссылки на каталоги и Web-страницы. Учебные курсы могут быть насыщены разнообразными элементами, такими как: анкета, глоссарий, задание, лекция, опрос, пояснение, семинар, тест, форум, чат.

Для проектирования учебного курса нами выбраны элементы СДО: лекция, тест.

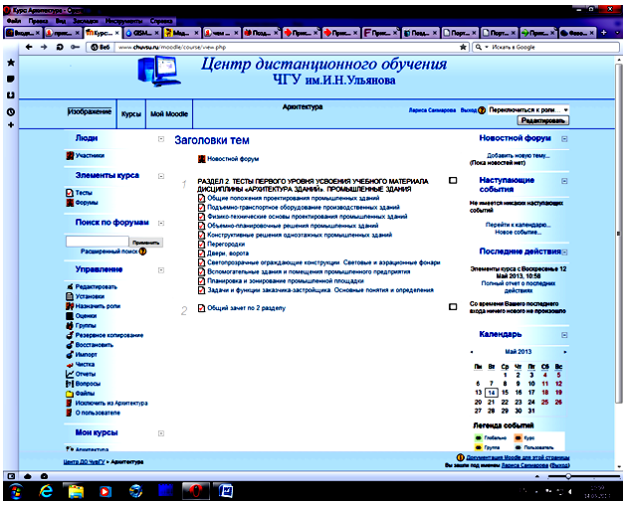


Рис.1. Вид заглавной страницы учебного курса дисциплины «Архитектура зданий»

Материал лекции строится таким образом, чтобы в основе обучения лежал деятельностный подход, например, последовательность переходов между параграфами осуществляется в зависимости от ответов на контрольные вопросы между параграфами (переход от одной лекции к другой является условным). Лекции насыщаются интерактивными деятельностными элементами, например, глоссарий, гиперссылки, задания, pdf-файл, презентация, таблица Excel, оснащение текста иллюстративным материалом.

Важные элементы выделяются цветом. Каждый студент может установить для себя глубину изучения материала [1].

Нами разработаны тесты первого и третьего уровней усвоения учебного материала дисциплины «Архитектура зданий». Тесты первого уровня усвоения учебного материала (уровень знакомства с материалом) предполагают, что обучающийся узнает изученный объект (по существенным признакам воспроизводит его в памяти). Уровень знакомства создаёт ориентировочную основу для последующего обучения. Этот уровень получают на лекциях (при рассеянном информационном потоке), лабораторных и практических занятиях, при работе с учебником.

Также представлены тесты третьего уровня усвоения учебного материала, которые предполагают углубленное изучение нормативных документов, что даст возможность студентам самостоятельно воспроизводить и преобразовывать усвоенную информацию в реальных ситуациях, что, несомненно, будет способствовать формированию профессиональных компетенций обучающихся по направлению подготовки 270800 «Строительство».

Тесты дифференцированы по темам в порядке рассмотрения учебного материала на лекциях и практических занятиях.

Используя тесты, студент может проводить до назначенных тестовых проверок самоконтроль усвоения учебного материала по изученным разделам. Это позволит успешнее справиться с контрольными проверками, предусматривающие тестовый контроль два раза в семестр в процессе прохождения курса «Архитектура зданий» в соответствии с балльно-рейтинговой системой оценивания результатов обучения, введенной в ФГБОУ ВПО «Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова».

Совершенствование методов обучения в условиях роста темпов строительства основывается на необходимости подготовки специалистов к столкновению с новыми и неожиданными профессиональными задачами, выходящими за пределы накопленного и полученного при обучении опыта. Поэтому важнейшее значение приобретает выработка у студентов умений самостоятельной работы и овладения методами получения знаний, то есть всех тех качеств, которые в совокупности характеризуют современную профессиональную деятельность.

Самостоятельная работа - это основной способ самостоятельной познавательной деятельности. Именно в ней чаще всего проявляется мотивация студентов, самоорганизованность и целенаправленность. Содержание самостоятельной работы при изучении любого из разделов дисциплины «Архитектура зданий» определялось нами, учитывая цели обучения, уровни усвоения знаний.

Проходя тематический тест в режиме самоконтроля, обучающийся не только увидит ошибки, но и исправит их, поняв причину, по которой они совершены. Вопросы тестов могут быть поданы в виде текстового, графического материала, в виде формул (рис. 2, рис. 3).

Тест самоконтроля состоит из 10-15 вопросов, выполняется в режиме on-line и ограничен по времени 10-15 минутами. Он предназначен для закрепления лекционного материала на уровнях усвоения «узнавание» и «воспроизведение». Тест самоконтроля может выполняться в аудитории, поскольку не требует много

времени для своего проведения. Однако перенесение этого вида работы в дистанционную форму предоставляет дополнительный резерв времени.

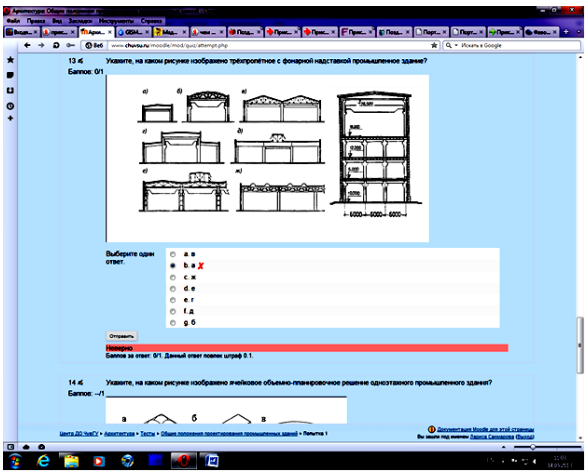


Рис. 2. Вид тестов с графическим материалом

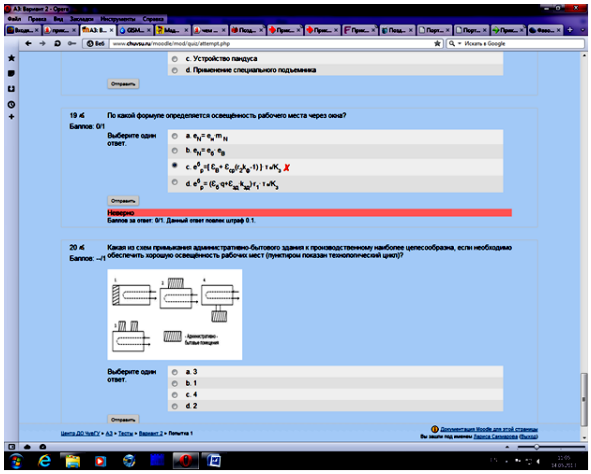


Рис. 3. Вид тестов с текстовым материалом, в виде формул

В течение учебного модуля студенту предлагается выполнить два контрольных теста, охватывающих материал модуля в целом. Тест содержит задания с выбором ответа и задания с кратким конструируемым ответом и предназначен для проверки усвоения учебного материала на уровне «применение». Контрольный тест студенты скачивают самостоятельно и выполняют в режиме on-line и затем вводят ответы в систему.

Конструкция тестов принята избирательной, т.е. студенту даётся вопрос и три ответа, из которых надо выбрать наиболее правильный. После введения ответов в режиме on-line учащийся автоматически получает свой результат по 100-балльной шкале и имеет возможность просмотреть, как было оценено каждое задание. Кроме того, ему открывается доступ к файлу с подробным решением теста.

В «Moodle» имеется гибкая система настройки тестов, которую каждый преподаватель может использовать в соответствии со своими специфичными задачами. Может быть предложено выполнение тестов на время, с ограниченным количеством попыток, со случайным набором вопросов, количеством заданий в тесте, а также оценкой результатов в % соотношении [2].

Использование СДО «Moodle» может быть, полезно в образовательном процессе студентов заочной формы обучения, а также слушателей образовательных программ системы дополнительного профессионального образования в области строительства.

Использование тестового контроля в учебном процессе существенно повысит мотивацию к обучению и заинтересованность обучаемых.

Данная методика будет формировать у студентов умения и привычку размышлять над содержанием осваиваемой отрасли знаний и ее профессиональных задач, что положительно скажется, на повышение качества и эффективности подготовки выпускников направления 270800 «Строительство» всех форм обучения.

Литература

1. Организация самостоятельной работы студентов профиля «ПГС» на примере дисциплины «Архитектура зданий» с использованием СДО «Moodle»/ Л.А. Сакмарова // Организационно-методическое обеспечение образовательного процесса в современных условиях: Материалы V Международной учебно-методической конференции (Чебоксары, 4 октября 2013 г.) - Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2013. - С. 95-99.

2. Тесты как средство программированного изучения и усвоения учебного материала/ Л.А. Сакмарова // Актуальные проблемы строительного и дорожного комплексов: Материалы Международной научно-практической конференции (4-6 июня 2013 г., г. Йошкар-Ола).- Йошкар-Ола : Поволжский государственный технический университет, 2013. - С. 10-14.

Ключевые слова: профессиональная подготовка специалистов, профессиональные компетенции, профессиональная мотивация, интерактивные формы образовательной деятельности, учебный курс, самоконтроль усвоения учебного материала, тематический тест, повышение качества и эффективности подготовки выпускников.

Keywords: professional training, professional competence, professional motivation, interactive forms of educational activities, training course, self-Learning, theme test, improving the quality and effectiveness of training graduates.

Сакмарова Лариса Алексеевна - кандидат педагогических наук, доцент по кафедре архитектуры, зав. кафедрой архитектуры, Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова, Россия, Чебоксары (lara.sakmarova@mail.ru).
Sakmarova Larisa Alekseevna - Ph.D., associate professor in the Department of Architecture, Head. the Department of Architecture, Chuvash State University, IN Ulyanov, Russia, Cheboksary.

Для цитирования:

Сакмарова Л.А. О необходимости использования системы дистанционного обучения «MOODLE» в образовательном процессе на примере строительного факультета / Л.А. Сакмарова // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 518 – 522.

Citation:

Sakmarova L.A. The need to use distance learning system «MOODLE» in the educational process for example faculty of civil engineering / L.A. Sakmarova // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 518 – 522.

УДК 721

ТЕХНОЛОГИЯ BIM В УЧЕБНОМ ПРОЦЕССЕ

С.В. Солин
Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова, г. Чебоксары, Россия

Аннотация
Современное проектирование – это не только документация для возведения сооружения, в котором должна быть учтена тесная быстро изменяемая взаимосвязь между разделами проектной документации, но и обслуживания и утилизации с учетом экологической безопасности. Поэтому проектирование с учетом современных требований возможно при использовании технология BIM. И в связи с этим в учебных заведениях должно особое внимание уделяться обучению студентов работе с программным обеспечением, в которых реализована технология BIM, чтобы подготовить востребованных на рынке специалистов.

BIM TECHNOLOGY IN EDUCATIONAL PROCESS

Abstract
Modern design - it is not only the documentation for the construction of buildings, which should be considered a close relationship between the fast-paced sections of the project documentation, but also maintenance and disposal in an environmentally safe. Therefore the design to meet modern standards possible using technology BIM. And in this regard, the schools should be given special attention to the training of students to use the software, in which technology is implemented BIM, to prepare marketable professionals.

Архитектурно-строительное проектирование - это основная часть проекта. От качества данного раздела проекта зависит качество всего проекта в целом.

В современном мире важной составляющей процесса разработки проекта является сокращение сроков проектирования и минимизация проектных ошибок. В связи с чем становятся актуальным использование современных технологий проектирования: такой технологией является технология BIM.

BIM (Building Information Modeling - иформационное моделирование зданий) – технологии, позволяющие создавать трехмерную модель строительных объектов, связанную с информационной базой данных, где каждому элементу модели можно присвоить дополнительные атрибуты, такие как: цена, производитель, материал его прочностные и теплотехнические характеристики и т. д. И в этой модели все взаимосвязано, при изменении какого-то элемента в любом виде и любом месте проекта, ведет изменение взаимосвязанных элементов всего проекта. Что позволяет сэкономить на этапе проектирования и минимизировать ошибки, связанные с человеческим фактором (забыли исправить в каком-то чертеже, спецификации; не получил информацию от смежника и т.д.), по сравнению с традиционным способом проектирования (рис. 1) [1-4].

На сегодняшний день возможности и перспективы развития данной технологии очень велики. От коллективной работы над проектом до значительных сокращений расходов в проектировании, а в дальнейшем и в обслуживании здания. Сейчас активно обсуждается вопрос о том, чтобы технологию BIM сделать обязательной в строительной отрасли России, на первом этапе при госзаказах [5]. В США технология BIM стала обязательной при госзаказах уже в 2003 году, в

Великобритании с 2011 года. К полноценному повсеместному внедрению данной технологии инженерные кадры должны быть готовы уже сегодня. И учебным заведениям необходимо готовить специалистов, отвечающим потребностям новых реалий.

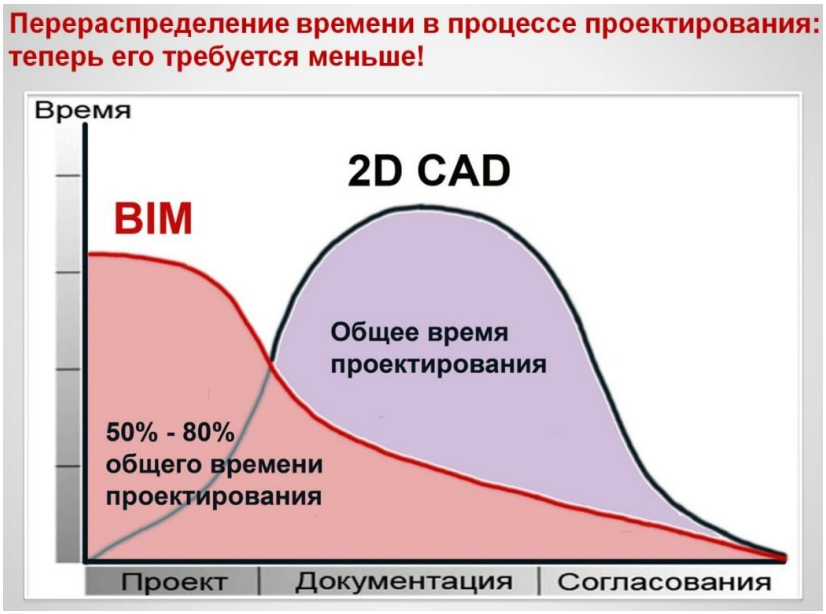


Рис. 1. Распределение времени проектирования при использовании технологии BIM и традиционного способа проектирования

На сегодняшний день в большинстве учебных заведений изучение технологии BIM проводится только в рамках дисциплин, связанных с компьютерным проектированием. Причем, при изучении иных дисциплин, знание BIM технологий ни как не используется, а в некоторых случаях их применение даже запрещается. Для того, чтобы выпускники учебных заведений были востребованы на рынке труда, с учетом новых требований и реалий необходимо внедрять в учебный план большинства дисциплин элементы и функционал технологии BIM, хотя бы при выполнении контрольных испытаний.

Строительный факультет старается идти в ногу со временем, использование технологии информационного моделирования зданий (BIM) является для нас неотъемлемой частью учебной программы. На сегодняшний день успешно внедрены в учебный процесс элементы технологии BIM на трех кафедрах: «Архитектура», «Строительных конструкций» и «Инженерных изысканий и материаловедения». В качестве основы были взяты продукты компании Autodesk, в которых реализована технология BIM, - это Revit Architecture, Revit Structure, Revit MEP, Civil 3D и Credo, а в качестве расчётного пакета - ЛИРА САПР. Использование этой связки позволяет учитывать сегодняшние и будущие потребности рынка.

Особое внимание при изучении уделяется архитектурному, конструктивному проектированию и моделированию инженерных систем с возможностью последующей организацией обмена, если есть такая необходимость, (на основе формата IFC) информацией между моделями, создаваемыми в различных приложениях, для проведения анализа и расчетов. Решение от Autodesk было выбрано благодаря совместимости данных различных приложений и простоты

изучения, делающим Revit идеальной программой для обучения будущих инженеров:

•встроенная библиотека конструктивных элементов, включающая в том числе стальные профили международного стандарта;

•возможность создания собственных библиотек без использования сторонних приложений и знаний языков программирования;

•высококачественный импорт и экспорт в формате IFC;

•технология совместной работы, позволяющая организовать совместную работу студентов над проектами.

С самого начала обучения студенты начинают погружаться в идеологию проектирования с использованием информационного моделирования зданий. Студентов стараемся научить, не просто создать объемную модель, а полноценно использовать технологию BIM при проектировании - это означает, что модель должна содержать информацию для последующего ее использования при конструктивных расчетах, оценке энергоэффективности, определении технико-экономических показателей, формировании смет, спецификаций и т. д.

Новые технологии быстро входят в нашу повседневную жизнь. И приходится только удивляться, насколько из знания позволяют молодым выпускникам быть конкурентоспособными на рынке труда. Дело не только в расчетах или энергетической имитации, но и в обмене идеями между инженерами-проектировщиками.

На строительном факультете ФГБОУ ВПО «ЧГУ имени И.Н. Ульянова» мы создаем систему взаимодействия кафедр и преподавателей, серьезно готовящую студентов к реальному проектированию с использованием виртуальных BIM-технологий.

Литература

1. Ланцов, А. Л. Компьютерное проектирование зданий Revit 2014 / А. Л. Ланцов – М.: Технология ЦД, 2013. -672 с., илл.: с. 10-16.

2. Барабаш, М. С. Информационные технологии интеграции на основе программного комплекса САПФИР (BIM) / М. С. Барабаш, В. В. Бойченко, О. И. Палиенко – Киев: издательство «Сталь», 2012. – 485 с.: с. 56-68.

3. Владимир Талапов BIM: что под этим обычно понимают / Талапов Владимир // Isicad. Ваше окно в мир САПР – (http://isicad.ru/ru/articles.php?article_num=14078)

4. Владимир Талапов Технология BIM: расходы на внедрение и доходы от использования / Талапов Владимир // Isicad. Ваше окно в мир САПР – (http://isicad.ru/ru/articles.php?article_num=16748).

5. Марина Король Обязательный BIM для стройкомплекса России / Король Марина // Isicad. Ваше окно в мир САПР – (http://isicad.ru/ru/articles.php?article_num=16268).

Ключевые слова: Современные технологии проектирования, концепция BIM, подготовка востребованных специалистов.

Keywords: Modern design technologies, the concept of BIM, training specialists on demand.

Солин Сергей Владимирович. Старший преподаватель. Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова. E-mail: ssolin@yandex.ru.

Information about the author: Solin Sergey. Senior Lecturer. Chuvash State University named after I. Ulyanov. E-mail: ssolin@yandex.ru

Для цитирования:
Солин С.В. Технология BIM в учебном процессе / С.В. Солин // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 523 – 526,

Citation:
Solin S.V. BIM technology in educational process / S.V. Solin // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 523 – 526.

УДК 378

ПРОБЛЕМЫ В ИЗУЧЕНИИ НАЧЕРТАТЕЛЬНОЙ ГЕОМЕТРИИ

Е.Г. Шумихина
Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова
Россия, Чебоксары

Аннотация
В статье рассмотрены вопросы о трудностях в освоении предмета начертательная геометрия в современных условиях студентами 1 курса, дана характеристика дисциплины и ее роль в учебном процессе, дано описание сегодняшнего абитуриента и представлены пути выхода из сложившейся ситуации.

PROBLEMS IN THE STUDY DESCRIPTIVE GEOMETRY

Abstract
The article discusses the difficulties in mastering the subject of descriptive geometry in modern conditions of 1st year students, the characteristic of the discipline and its role in the learning process, a description of today's entrants and presented a way out of the situation.

Начертательная геометрия и инженерная графика являются важнейшими дисциплинами в системе технического образования и частью общей культуры, обладают уникальными ценностями с различных точек зрения. Одной из важнейших задач этих дисциплин является интеллектуально-развивающая составляющая. Изучение начертательной геометрии и инженерной графики способствует активному интеллектуальному развитию студента, его умственных способностей.

Другой, не менее важной, этих дисциплин является познавательная сторона. С помощью начертательной геометрии студент познает окружающий мир, его количественные пространственные отношения.

Начертательная геометрия способствует развитию пространственного мышления, умения выполнять чертежи любой сложности, передавать свои мысли с помощью чертежа. Системно-пространственное мышление служит надежной базой для изучения всех последующих дисциплин по программе специалитета и бакалавриата. В этом заключается прикладной характер данной дисциплины. Изучение ее способствует непрерывному образованию и самообразованию студента во многих сферах человеческой деятельности.

На примерах из истории развития начертательной геометрии прослеживается развитие основных методов самой начертательной геометрии и их влияние на культурный облик человечества и развития человеческой культуры. Техническое образование способствует формированию культуры мышления и воспитанию высоко нравственной личности.

Философско- мировоззренческая ценность начертательной геометрии заключается в развитии научных представлений о реальном физическом пространстве.

Начертательную геометрию и инженерную графику студенты высших учебных заведений изучают на 1 курсе обучения. В последние годы данные дисциплины претерпели значительные изменения. Студенты не успевают изучить и понять законы и принципы построений при решении задач из-за малого количества академических часов. Например, на изучение начертательной геометрии выделено 32 академических часа: 16 часов лекций и 16 часов практических занятий.

Перед изучением начертательной геометрии необходимо получить хорошую математическую подготовку, научиться точно и аккуратно выполнить графические построения.

Одним из направлений в современной высшей школе является усиление самостоятельности, представляемой студентам при изучении дисциплины. Вместе с изучением теории необходимо будет знакомиться с решением типовых задач, по каждой теме, и выполнять контрольные работы. Самостоятельные занятия по начертательной геометрии решат все трудности в изучении предмета и научат студента представлять всевозможные сочетания геометрических форм в пространстве.

К сожалению, большой процент поступающих в настоящее время абитуриентов это люди со слаборазвитым пространственным представлением, не изучавшие в средней школе черчения, плохо знающие геометрию, не умеющие организовать самостоятельную работу и не умеющие распоряжаться своим свободным временем.

Использование мультимедийной техники при изучении курса начертательной геометрии делает учебный процесс более интенсивным. Это значительно «облегчает» работу преподавателя. Студенты, которые только посмотрели «картинки» на доске и не выполнили построений в своих тетрадях, не смогут приобрести и закрепить знания, умения и навыки в усвоении пройденного материала. Обязательно должно быть подключено важнейшее звено в обучении графических дисциплин – моторика. Можно использовать готовый раздаточный материал (рабочие тетради) с базовым (частичным) изображением, но основные построения студенты должны выполнять самостоятельно.

Количество расчетно-графических работ по новой учебной программе – одна. О навыках выполнения грамотных и качественно оформленных чертежей не приходится.

Начертательную геометрию нужно изучать без механического запоминания теорем, формулировок и решений отдельных задач. Такое запоминание недолговечно. Необходимо хорошо разобраться в теоретическом материале, понять его, усвоить и применять при решении задач.

Решение задач, в курсе начертательной геометрии, является наилучшим средством всестороннего постижения основных положений теории, и поэтому, ему необходимо уделять особое внимание. На начальной стадии изучения дисциплины не лишним будет прибегать к моделированию геометрических форм. Значительную роль в понимании и представлении играют макеты и зарисовки, воображаемых предметов. В процессе изучения курса начертательной геометрии нужно обращаться за помощью и консультацией к преподавателю, что существенно снизит трудности в усвоении материала.

Ключевые слова: начертательная геометрия, студенты, пространственное мышление, изучение, задачи.

Keywords: descriptive geometry, students, spatial thinking, learning, problem.

Шумихина Елена Геннадьевна, старший преподаватель кафедры архитектуры, Чувашский государственный университет имени И.Н. Ульянова. E-mail: shumihina.elena@yandex.ru.

Elena G. Shumikhina, senior lecturer in architecture, Chuvash State University named after I. Ulyanov. E-mail: shumihina.elena@yandex.ru.

Для цитирования:

Шумихина Е.Г. Проблемы в изучении начертательной геометрии / Е.Г. Шумихина // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: материалы VIII Всероссийской (II Международной) конференции НАСКР–2014. Изд-во Чуваш. ун-та, г. Чебоксары. 2014. – С. 526 – 528.

Citation:

Shumikhina E.G. Problems in the study descriptive geometry / E.G. Shumikhina // New in architecture, design construction and renovation: Proceedings of the VIII All-Russia (II International) Conference (NADCR – 2014). The Chuvash State University, Cheboksary, 2014. – P. 526 – 528.

Содержание

Соколов Н.С., Викторова С.С., Федорова Т.Г. Результаты реализации проекта министерства образования и науки России «Кадры для регионов» 3

АРХИТЕКТУРА И ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВО

Бахмисов В.А., Бычков А.В., Митин А.В., Андреев В.Г. Способ утепления плоских и эксплуатируемых кровель на основе пеностекольного щебня 10

Исаев А.А. Проблемы сохранения исторического облика города 14

Малахова А.Н. Винтовая железобетонная лестница из мелкоразмерных элементов 18

Мордик Е.А., Кореневский В.В. Динамическое взаимодействие зон ограниченной видимости автомобиля и геометрических параметров автомобильной дороги 23

Муреев П.Н., Котлов В.Г., Макаров А.Н., Сабанцева И.С., Муреев К.П., Иванов А.В. Автоматизированный лабораторный комплекс для проведения теплофизических исследований наружных образцов стеновых ограждений при длительных режимах испытаний год и более в натурных условиях 28

Попов А.О., Матвеев И.Ю., Бирюлева Д.К., Антипина В.В. Архитектурный ансамбль «Хлебной площади г. Казань» 33

Спиридонов С.В., Сунцов А.С. Концепция перехода конструктивной схемы от сборной к сборно-монолитной 37

Фабричная К.А. К строительству детских дошкольных учреждений в стесненных условиях с использованием универсальной индустриальной каркасной системы строительства УИКСС-ТАТАРСТАН 41

Хинканин А.П., Хинканин Л.А. Оценка теплоустойчивости ограждающих конструкций зданий 48

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Агафонкин В.С., Исаева Л.А. Влияние пластических деформаций на параметры узлов соединений стальных каркасов 54

Актуганов А.А., Актуганов А.Н., Актуганов О.А. Работа тонкостенной металлодеревянной двутавровой балки с ребрами жесткости в виде прямоугольных гофров 59

Актуганов А.Н., Актуганов О.А., Актуганов А.А. Работа тонкостенных металлических балок с поясами из с–образных тонких гнутых профилей 64

Антаков А.Б., Антаков И.А., Гиздатуллин А.Р. Экспериментальные исследования изгибаемых элементов с предварительно напряженной полимеркомпозитной арматурой 69

Бедарев В.В., Бедарев Н.В., Бедарев А.В. Зависимость $\sigma_s - f_r$ при расчете базовой длины анкеровки арматуры периодического профиля 75

Головин Н.Г., Пахратдинов А.А. Прочность сжатых железобетонных элементов, изготовленных на щебне из бетона 86

Гоник Е.Г. Определение коэффициентов трения железного порошка пж-5 93

Дмитриев Г.Н., Шатовкин С.А. Анализ коэффициентов чувствительности свойств плоского каркаса на упруго-податливом основании 96
Дымолазов М.А. Некоторые вопросы обеспеченности несущей способности сжатых элементов ферм типовых серий возникшие с введением СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции» 105
Еропов Л.А., Авдеев С.Н. Разработка и исследование дощатых рам с клеевыми соединениями в узлах 110
Жиренков А.Н., Жиренков А.А., Ефремова И.И. К выбору способа армирования стоек строительных сооружений выполненных на основе железобетона 117
Котлов В.Г., Иванова М.А. Исследование кружальных арок из лиственных пород древесины с соединениями на металлических зубчатых пластинах 123
Кузнецов И.Л., Гимранов Л.Р., Крайнов И.В. Разработка и исследование нового способа усиления клеефанерной двутавровой балки 129
Кузнецов И.Л., Рамазанов Р.Р., Фахрутдинов А.Э. Исследование несущей способности новых типов соединений тонкостенных элементов 133
Лазарев А.И., Поздеев В.М., Средин А.В., Винтина А.А. Исследование сборно-монолитной каркасной системы «Центра МКС» 137
Лукин А.Г. К вопросу определения напряженно-деформированного состояния гибких оболочек свободной формы из ортотропно армированных рулонных стеклопластиков 143
Максимова Л.А. К вопросу о сжатии анизотропного слоя 147
Муджадиди А.Ш., Соколов Б.С. Сравнение результатов расчетов железобетонных изгибаемых элементов по российским и зарубежным нормам 151
Никитин Г.П., Симаков В. Д. Расчет горизонтальных контактных стыков колонн при сжатии по образованию и раскрытию трещин 155
Никулин А.И., Обернихин Д.В., Никулина Ю.А. Прочность изгибаемых железобетонных элементов на основе применения трансформированных диаграмм сжатия бетона 161
Петров М.В., Кибец А.И., Федорова Т.Г., Фролова И.А. Проблемы устойчивости большегабаритных автоцистерн для перевозки сыпучих материалов 168
Плотников А.Н., Головин Н.Г. Нелинейный расчет железобетонных перекрестно-ребристых перекрытий методом конечных элементов в диапазоне соотношения жесткости 177
Плотников А.Н., Николаева А.Г. Распределение усилий в современных каркасных системах в расчетах на стадии эксплуатации и возведения 187
Сафиуллин И.И. Численное моделирование ветровых воздействий на ЖК «Лазурные небеса» (г. Казань) 194
Соколов Б.С. Универсальная индустриальная каркасная система строительства (УИКСС) 199
Соколов Б.С., Радайкин О.В. К расчёту жёсткости нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов при совместном действии изгибающих моментов и перерезывающих сил 201
Соколов Б.С., Трошков Е.О. Компьютерное моделирование напряженно - 206

деформированного состояния штепсельных стыков железобетонных колонн второго типа
Сокуров А.З., Болгов А.Н. Изучение работы плоских плит на продавливание по результатам численного эксперимента 213
Соловьев Н.П. Исследование напряженно-деформированного состояния бетонных элементов с композитной арматурой 227
Спиридонов С. В., Куликов А. В. Проблемы расчёта и конструирования бетонных конструкций, армированных композитной арматурой (композитобетонных конструкций) 232
Сусаров А.В. Экспериментальное исследование прочности и жесткости каркаса навесной фасадной системы 236
Филатов В.Б. К вопросу обеспечения конструктивной безопасности при расчете на продавливание плоских железобетонных плит 240
Фомин Н.И., Байбурин А.Х. Технологические и конструктивные решения каркасов гражданских зданий с повышенными эксплуатационными качествами 246
Шишов И.И., Рощина С.И., Рязанов М.А., Эззи Х. Рамные стропильные конструкции и плиты покрытия промышленного здания при шаге поперечных рам 15 метров 251
Шмелев Г.Н., Крупин В.П., Валеева А.М. Исследование несущей способности тяжелых вентилируемых фасадных систем 257
Яковлева Л.А. К вопросу обтекания тонких профилей в канале с полигональными стенками 262

ПОВЫШЕНИЕ НАДЕЖНОСТИ, ДОЛГОВЕЧНОСТИ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Amato P., Бахмисов В.А., Куклин В.А., Яковлев Э.Н. Способ статического укрепления куполов композитными системами, состоящими из сетки из углеродного волокна и клеящего раствора на основе минерального вяжущего 270
Ахметзянов Ф.Х., Радайкин О.В. Экспериментальное и теоретическое определение скорости развития трещин при статическом нагружении в бетонных образцах 275
Воробьев Е.Д. Обследование ствола шахты, эксплуатируемого в сложных инженерно-геологических условиях 282
Иванов С.И. Контроль прочности высокопрочного бетона методом скалывания ребра 290
Иванов С.И. Контроль прочности высокопрочного бетона методом отрыва со скалыванием 295
Павлов В.В. Применение встраиваемого железобетонного каркаса при усилении приямка лифтовой шахты 303
Плотников А.Н., Ежов А.В., Сабанов А.И., Иванов В.А. Несущая способность поврежденных опертых по контуру железобетонных перекрытий 307
Серпик И.Н., Курченко Н.С., Алексейцев А.В. Испытания стальной рамной системы при ударном нагружении 317

Соколов Н.С., Карасев А.В. Влияние ошибок проектирования и технического обследования на эксплуатацию здания 322
Соколов Н.С., Соколов С.Н., Соколов А.Н. Случай восстановления аварийного памятника истории и культуры федерального значения в г. Чебоксары 328
Хорьков Е.В. Экспериментальные исследования работы кирпичных арок при вертикальной подвижке опор 336

ГЕОТЕХНИКА И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Винников Ю.Л., Харченко М.А., Лопан Р.Н. Геотехнические проблемы устройства массивных насыпей 342
Глушков А.В., Глушков В.Е. Влияние прочностных и деформационных характеристик грунта на напряженно-деформированное состояние оснований фундаментов сложной формы подошвы 346
Жиренков А.Н., Жиренков А.А, Ефремова И.И. Обоснование строительства объектов для Югры на основе устройства искусственных оснований из песчаных насыпей 351
Зоценко Н.Л. Грунтоцементные основания и фундаменты 355
Зоценко Н.Л., Винников Ю.Л., Харченко М.А., Марченко В.И., Титаренко В.А. Инженерные мероприятия по стабилизации оползневого склона 359
Иванов А.Ф., Пушкаренко Н.Н, Чопик А.Н. Изучение влияния измененной геодинамической обстановки на строения г. Чебоксары 364
Нуриева Д.М. Моделирование работы свай в условиях горизонтальных нагрузок 368
Пилягин А.В. Совершенствование методики проектирования фундаментов зданий и сооружений в грунтах со слабым подстилающим слоем 375
Погорелов Ю.С., Сергеев С.В. Геоэлектрические исследования факторов оползнеобразования в откосах грунтовой насыпи 383
Попов А.О., Ильина Е.О. Экспериментальные исследования распределения усилий напряжений в армирующих элементах и грунте основания на последовательных этапах нагружения армированного грунтового массива 390
Савенко Р.Г. Разработка концепции землесбережения в условиях горных предприятий северных регионов России 395
Сергеев С.В., Сенюшкин В.В. Опыт геотехнического сопровождения сложного строительства 399
Соколов Н.С. Метод расчета несущей способности буроинъекционных свай–РИТ с учетом «подпятников» 407
Соколов Н.С., Викторова С.С., Федорова Т.Г. Сваи повышенной несущей способности 411
Соколов Н.С., Петров М.В., Иванов В.А. Проблемы расчета буроинъекционных свай, изготовленных с использованием разрядно-импульсной технологии 415
Ушков С.М., Викторова С.С. К вопросу обеспечения устойчивости грунтов слабого основания 420

ТЕХНОЛОГИЯ, ОРГАНИЗАЦИЯ И ЭКОНОМИКА СТРОИТЕЛЬСТВА

Алексеева Г.Н., Мужжавлева Т.В. Сравнительная оценка инвестиций в строительный комплекс по субъектам приволжского федерального округа 427
Иванов Д.В., Мамаев Н.Г. Технологические приемы напряжения монолитных железобетонных конструкций в построечных условиях 431
Львов И.В., Матвеев Е.В. Инновационный потенциал предпринимателей в строительстве 435
Львов И.В., Рощин В.И., Матвеев Е.В. Объективные условия, влияющие на перспективное развитие строительного комплекса в структуре регионального комплекса 442
Трофимова Е.В., Богданов В.Ф., Федосеева И.П. Выбор оптимального организационно-технологического и экономического решения устройства кровельного покрытия и пути его усовершенствования 448

СОВРЕМЕННЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

Боровских И.В., Морозова Н.Н., Клоков В.В. Модификация автоклавного газобетона волокнами природного волластонита 456
Дараган Н.С., Турдаков С.В. Энергосбережение при производстве асфальтобетонной смеси на АБЗ 460
Женжурист И.А. Электромагнитная обработка природных силикатов, активированных тонкодисперсными модификаторами на основе оксида алюминия 463
Ионова Н.П. Эпоксиуретановые лакокрасочные покрытия 468
Галеев А.Ф., Кашапов Р.Р., Морозов Н.М., Хозин В.Г. Ускоритель твердения для подвижных и литых бетонных смесей 471
Мартынов А.В., Варченко Е., Медведев И.М. Исследование долговечности асфальтобетонов в условиях воздействия переменной влажности морского побережья 475
Шульгин В.В., Юрко И.А. Общая методика прогнозирования долговечности строительных материалов, изделий и конструкций 482

ИНЖЕНЕРНЫЕ СИСТЕМЫ

Мозгова А.С. Контроллинг организации учета тепловой энергии и теплоносителя 488
Степанова Л.Р. Выбор воздухораспределителей 496
Хинканин Л.А., Хинканин А.П. Определение масштаба длины турбулентности 500

ИННОВАЦИИ В СТРОИТЕЛЬНОМ ОБРАЗОВАНИИ

Баранов А.А. Роль рисунка в подготовке бакалавров профиля «Проектирование зданий» 506
Кузьмина О.В., Кузьмин Д.Л. Оптимизация содержания дисциплины «Химия в строительстве» с учетом принципа преемственности 509

Петрова И.В., Мамаев Н.Г. Формирование профессиональных компетенций студентов строительных направлений в условиях инновационной образовательной среды 512
Сакмарова Л.А. О необходимости использования системы дистанционного обучения «MOODLE» в образовательном процессе на примере строительного факультета 518
Солин С.В. Технология BIM в учебном процессе 523
Шумихина Е.Г. Проблемы в изучении начертательной геометрии 526
Содержание 529

Научное издание

НОВОЕ В АРХИТЕКТУРЕ, ПРОЕКТИРОВАНИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И РЕКОНСТРУКЦИИ

НАСКР-2014

Материалы VIII Всероссийской
(II Международной) конференции

Отв. за выпуск А.Н. Плотников

Подписано в печать 05.11.2014. Формат 60x84/16
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать оперативная.
Усл. Печ. Л. 23,82. Уч.-изд. Л. 25,63. Тираж 200 экз. Заказ №

Издательство Чувашского университета
Типография университета
428015, Чебоксары, Московский пр., 15