

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ЧУВАШСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
ИМЕНИ. И.Н. УЛЬЯНОВА

Новое в
архитектуре,
проектировании
строительных
конструкций
и реконструкции

НАСКР-2005

Материалы Пятой
Всероссийской конференции

Чебоксары
2005

УДК 624
ББК 38
Н 73

Редакционная коллегия:

Григорьев Н.Ф. (отв. редактор), Плотников А.Н. (отв. секретарь),
Федоров В.Н., Богданов В.Ф., Дмитриев Г.Н. Тарасов В.И.

Н 73 Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: Материалы Пятой Всероссийской конференции. . Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2005. с.

Освещены вопросы совершенствования городской инфраструктуры и истории архитектуры, создания новых конструктивных систем и методов расчета, эксплуатации и реконструкции зданий и сооружений, создания новых строительных материалов, внедрения новых технологий, строительного образования.

Для строителей, научных работников.

Материалы конференции воспроизведены с авторского оригинала рукописей, представленных в Оргкомитет.

Печатается по решению Ученого совета строительного факультета ЧГУ им. И.Н. Ульянова.

УДК 624
ББК 38
© Коллектив авторов, 2005

ПРЕДИСЛОВИЕ

В последние годы отмечается значительный прирост инвестиций в строительство. Причем рост заметен как количественном, так и качественном отношениях. Во многих городах, в том числе, Приволжского федерального округа, в Чувашской Республике ставятся и решаются интересные градостроительные задачи, такие как реновация сложившейся старой застройки, преобразование центра города, вывод неэффективных производств из центра города, внедрение современных отделочных материалов.

В области конструктивных систем наблюдается повсеместное внедрение новых типов каркасов, в том числе, в жилищном строительстве, плит перекрытий, фундаментов, конструкций инженерной защиты, возводятся здания с большепролетными покрытиями.

Все больше объектов проходят процесс реконструкции, при этом строители применяют ранее не практиковавшиеся методы, такие, как устройство внутреннего сборно-монолитного каркаса, монолитных перекрытий с оставляемой опалубкой из металлического профнастила, перекрытий «Plastbau».

В связи с вышесказанным, все более актуальной становится проблема инженерного и научного сопровождения строительства, вообще, повышения качества подготовки специалистов. Новые аспекты этой проблемы высвечивает новый Федеральный закон «О техническом регулировании», который в корне меняет подходы к техническому нормированию, в том числе, в строительной отрасли, ответственность все в большей мере накладывается на непосредственных производителей работ, проектировщиков, а ответственность может опираться только на компетентность.

Решить поставленные задачи может только хорошо организованный и хорошо проинвестированный научно-исследовательский комплекс. Одной из важных составляющих комплекса являются научные конференции, как полигон апробации новых идей и теорий и анализа их практической реализации.

Пятая конференция НАСКР-2005 в той или иной мере затрагивает все обозначенные выше проблемы и направления деятельности.

Сборник конференции открывается разделом «Архитектура и инфраструктура» (понятия, приобретающие все большую актуальность), в

нем представлены, в частности, материалы доклада начальника Управления градостроительства г. Чебоксары заведующего кафедрой архитектуры Чувашского госуниверситета профессора С.П. Лукианова, посвященного новым подходам в формировании городской среды, материалы доклада проректора Чувашского госуниверситета профессора Н.Ф. Григорьева, декана строительного факультета Чувашского госуниверситета А.Н. Плотникова и инженера А.В. Ежова о проблемах преобразования промышленных территорий, расположенных в центре города и связанных с этим вопросах оценки объемно-планировочных решений и диагностики строительных конструкций.

В разделе «Конструктивные системы и методы расчета» представлены результаты анализа существующей ситуации и перспектив несущих систем для жилых зданий, выполненного членом-корреспондентом РААСН заведующим кафедрой железобетонных и каменных конструкций КГАСУ профессором Б.С. Соколовым, содержится обзор проблем применения стеклопластиковой и базальтопластиковой арматуры в конструкциях для агрессивных сред, результаты экспериментов по данному направлению, являющиеся темой исследований заведующего кафедрой строительных конструкций Чувашского госуниверситета профессора В.Н. Федорова. В этом же разделе приведена информация об осуществленном проекте перекрытия 50-метрового пролета арочными конструкциями в республике Марий-Эл, проектирование которого выполнено на строительном факультете МарГТУ.

Раздел «Оценка надежности и вопросы реконструкции» представлен анализом сложных процессов, протекающих в конструкциях и материалах в условиях эксплуатации, которые зачастую далеки от проектных. Здесь необходимо отметить работы доцента МарГТУ А.Н. Актуганова, доцента КГАСУ Ф.Х. Ахметзянова, доцентов Чувашского госуниверситета И.А. Чернова и Г.Н. Дмитриева.

Кроме того, сборник докладов представлен разделами «Строительные материалы и технологии», «Энергосбережение и инженерные системы». Доклады раздела «Строительное образование» являются откликом на процессы реформы, идущие в техническом образовании.

В конференции 2005 г приняли участие 108 докладчиков из 11 городов.

АРХИТЕКТУРА И ИНФРАСТРУКТУРА

КОНЦЕПЦИЯ НОВОГО ПОНИМАНИЯ ФОРМИРОВАНИЯ ГОРОДСКОЙ СРЕДЫ

С.П.Лукиянов

Г. Чебоксары, главный архитектор

Сегодня в столице Чувашской республики городе Чебоксары происходит изменение взгляда на вопросы благоустройства городских территорий. Это связано, с одной стороны, с возросшими требованиями к формированию городской среды со стороны руководства республики и её столицы, с проводящейся в настоящее время работой по повышению инвестиционной привлекательности столицы Чувашии; а с другой стороны это связано и с открытием новых возможностей: это доступ к новым технологиям в проектировании и строительстве (сегодня архитекторы и дизайнеры уже не работают исключительно ручкой и карандашом – существуют специальные компьютерные программы, позволяющие зодчим сразу воплощать свои замыслы на экране монитора, обрабатывать и изменять их на стадии подготовки в нужных параметрах). Кстати сказать, и все новые архитектурные разработки в городе, начиная от конкретных объектов, и вплоть до генерального плана развития Чебоксар и других масштабных документов также исполняются в электронном виде. В этом плане можно назвать два основополагающих документа: это генеральный план и карта правового зонирования города. Генплан, принимаемый на многолетнюю перспективу, это не догма, а руководство к действию на 20 ближайших лет. Главное, что удалось сделать в этом направлении – это определить городскую черту. Теперь с юридической стороны всё понятно и определённно, и теперь можно вплотную заняться развитием конкретных городских территорий. Имеются в виду и промышленная застройка, и жилищная. И уже с целью конкретного воплощения всех этих направлений градостроительства была создана карта правового зонирования города, в которой расписана работа по всем направлениям нашей деятельности. Когда на каждом конкретном примере определённого объекта проводится конкурс между инвесторами, идёт инженерная подготовка территории и вся последующая работа.

Ещё одна важная составляющая новых подходов к формированию городской среды – опыт общения с зарубежными коллегами по самым разным направлениям градостроительства. Это позволяет напрямую обмениваться мнениями, своевременно изучать передовой мировой опыт в этой сфере. Из последних примеров – визит в Чебоксары известного итальянского архитектора и дизайнера Роберто Бьянкони, мировой величины в своей области. Он встретился с представителями правительства республики, побывал на объектах, а также пообщался со своими

чебоксарскими коллегами. Он не только рассказал о современных мировых тенденциях в области градостроительства, но и показал на большом компьютерном экране собственные работы: различные здания и сооружения, внутренний дизайн помещений. Работы, надо отметить, весьма необычные, интересные, как сейчас говорят, креативные. Общение с итальянским мэтром оказалось полезным для наших архитекторов и дизайнеров, вообще такие встречи творческих представителей разных стран всегда приносят пользу. Причём, сказанное касается, конечно, не только международных встреч. Огромное значение имеет и общение с коллегами из других регионов России, изучение опыта аналогичной работы в крупнейших городах страны. Это новые альтернативные технологии использования, например, колористики, применяемые в крупных российских городах, опыт которых нами тщательно изучается (Москва, Санкт-Петербург и др.).

Использование в проектировании и строительстве новых технологий, позволяющих применять в оформлении построек самые современные технологии, новые материалы, цветовые решения (применение новой колористики, которая создаёт особую атмосферу улиц) – это ещё одно направление в новом понимании концепции формирования городской среды. В этом плане можно отметить и отрицательную сторону, от чего необходимо уходить: стоит убрать однотипные градостроительные решения, типа сурика на крышах, но избегать и новоиспечённых тенденций пестроты фасадов и крыш, когда какая-то коммерческая фирма, желая выделиться на общем фоне, показывает абсолютную безвкусицу, лишь бы бросаться в глаза. А положительные примеры – когда выполняется задача соблюдения в новой застройке или реконструкции общего стиля окружающей территории.

Особое отношение – к центру города. Здесь надо запретить старый образ мышления в градостроительной политике - уже на стадии проектирования. Есть программа «Чебоксары – жемчужина Поволжья», вот в этих рамках и надо подходить к историческому центру. Мы должны в её применении ориентироваться не на сегодняшний, даже не на завтрашний день – на послезавтра. Чтобы и через несколько лет наши планы были бы актуальными и позволяли продолжать начатое направление в благоустройстве города. Причём, тут надо учитывать и историческое прошлое нашей столицы с тем, чтобы новое не противоречило старому, а было бы его логическим продолжением. Благо, понимание и поддержка этого есть сегодня на всех уровнях власти (и ещё одно подтверждение – плодотворная встреча 30 октября 2005 г. архитектурной общественности с президентом республики Н.В. Фёдоровым, где и шла речь о новом мышлении в градостроительстве). Сейчас в этом плане идёт широкое обсуждение застройки одной из частей исторической зоны Чебоксар – набережной Залива – с участием инвесторов, с участием ведущих московских специалистов.

Ещё одна важная проблема, которую хотелось бы затронуть – перепрофилирование первых этажей жилых домов (это касается и исторической части города, и центральных улиц) под магазины, предприятия бытового обслуживания, офисы и так далее. Сегодня этот вопрос особо актуален, и это можно понять – бизнес хочет быть ближе к потребителю, к горожанину. Но тут важно соблюдать правила: реконструкция, перепрофилирование должны идти в комплексе с благоустройством прилегающих территорий, с соблюдением сложившейся застройки и внешнего вида конкретной территории.

Внешняя реклама на улицах города – это ещё одна острая тема. Тут также необходимо учитывать её соответствие окружающей обстановке. Она должна быть современной, удобной и полезной для горожан, должна быть стильная выдержанность – и вместе с тем она не должна вносить диссонанс, несмотря на желание отдельных фирм как-то особенно привлечь к себе внимание.

В общем, планов у столичного управления архитектуры много, они воплощаются в жизнь – это уже заметно по сегодняшнему состоянию города, по новой застройке, по историческому центру – со всеми его изменениями. Но! Чтобы все намеченные планы воплотились в жизнь, у нас есть все средства и возможности, есть полное понимание со стороны всех уровней власти, как в городе, так и в республике. И вся эта работа будет делаться совместно и открыто.

Итак, что мы понимаем под открытостью? Что вся работа столичного Управления архитектуры и градостроительства проводится при активном участии общественности Чебоксар. Это:

- проведение конкурсов по всем решениям вопросов внешнего оформления города (витрин, фасадов, улиц, дворов, рекламных щитов и так далее);
- не просто награждение победителей, а широкое обсуждение хода этих конкурсов через средства массовой информации;
- проведение так называемых «архитектурных сред» - своеобразных творческих конкурсов с участием не только профессионалов, но и студенчества, горожан. Задаётся определённая тема архитектурного объекта, даётся неделя на предварительное обдумывание проекта, а затем в Доме архитектора все участники конкурса представляют свои работы, участвуют в «мозговом штурме» и представляют эскизы в клаузуре;
- представление удавшихся авангардных проектов (презентации);
- семинары, градостроительные советы (с участием прессы, причём широкое обсуждение проектов и до, и после – и на стадии подготовки, и по итогам принятого решения);
- размещение информации в СМИ: «Чебоксарские новости», «Мой город», республиканское радио, др.; проведение «круглых столов»; ведение собственного сайта, теперь ещё новшество – создание отдельного баннера

Управления архитектуры на сайтах Администрации города и Администрации президента ЧР, где все желающие смогут не только получить информацию, а и участвовать в процессе выработки градостроительных решений, критериев, взглядов;

И только после широкого общественного обсуждения можно подключать к решению конкретного градостроительного вопроса административные ресурсы: усиливать законодательную базу на местном уровне, формировать требования, определять ответственность сторон, договорную систему в виде положений, постановлений, архитектурно-планировочных заданий

ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ «ПЕРВОЙ ПЛОЩАДКИ» ЧЕБОКСАРСКОГО ЭЛЕКТРОАППАРАТНОГО ЗАВОДА КАК ОСНОВА РЕДЕВЕЛОПМЕНТА ЦЕНТРА ГОРОДА.

Н.Ф. Григорьев, А.Н. Плотников, А.В. Ежов

г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

Руководство Чебоксарского электроаппаратного завода и администрация г.Чебоксары приняли совместное решение о преобразовании промышленного участка, расположенного в центре города (Первая площадка ЧЭАЗ) под общественный комплекс.

На данном этапе этого процесса при участии нескольких проектных и строительных организаций идет отработка концепции градостроительных решений по рассматриваемому участку, на этом этапе особенно актуально решения принимать на основе градостроительного и технического анализа застройки.

Исторически сложилось так, что промплощадка, строительство которой началось в 1940-е гг, в результате интенсивного городского строительства оказалась в центре города, непосредственно примыкая к центральной улице К.Маркса и располагаясь в 300 м от площади Республики.

Территория Первой промплощадки огорожена каменным забором, внутри которого располагается около 15 крупных зданий и сеть асфальтированных проездов и инженерных коммуникаций. Ориентация проездов – ортогональная, здания преимущественно имеют меридиональную ориентацию.

В качестве основных задач анализа можно выделить следующие: выбор объектов (по функциональному назначению) для размещения на территории, определение степени физического износа зданий, выбор конструктивного решения при реконструкции или определение возможности реконструкции.

Редевелопмент (преобразование) старых промышленных зон проводится во многих странах мира, начался этот процесс и в России , его объемы

преобладают в Москве и Петербурге. Сформировались определенные подходы и критерии необходимости преобразования: предприятия не используют высокие технологии, рекомендуется их переориентация на использование под административные цели и научно-исследовательскую работу, связанную с высокими технологиями; реконструкция старых крупных предприятий для дальнейшего использования в качестве складских и модернизированных офисно-технологических зданий; перепрофилирование неэффективно используемых территорий, на которых располагаются ГСК, малые промпредприятия, снегосвалки, под крупные объекты городской инфраструктуры, досуговые комплексы, социально-ориентированные объекты или их новая застройка.

Обычно, при принятии принципиального решения о вхождении в инвестиционно-строительный проект взвешиваются плюсы и минусы проекта, приложив которые к объекту рассмотрения, по каждому пункту можно отметить:

- наличие/отсутствие необходимого зонирования территории и разрешительной документации: территория практически полностью представляет собой одну зону сборочных производств, размещенных в многоэтажных зданиях с ортогональной системой проездов, заказчиком-застойщиком и инвестором является дирекция самого предприятия, что является благоприятной редкостью в процессе преобразования промтерритории;

- поддержка/сопротивление со стороны общественности: однозначной реакции общественности на вывод и ликвидацию части производства нет в связи с отсутствием в средствах массовой информации разъяснений по данному решению;

- наличие/отсутствие необходимых коммуникаций и инженерных нагрузок: на территории есть необходимые коммуникации, есть котельная, однако часть сетей проложена по воздуху, что недопустимо в общественной застройке, потребуется или их подземная прокладка или отказ от централизованного теплоснабжения и переход на малые модульные газовые котельные на здания;

- возможность/невозможность ограничить проект капитальным ремонтом: как показывает приведенный ниже анализ, практически все объекты на площадке не требуют реконструктивного изменения объемно-планировочного решения, по нескольким зданиям требуется замена части перекрытий и усиление каменных простенков;

- размер доли города в проекте: на данном этапе предусматривается только внебюджетное финансирование;

- плюсы/минусы аспекты архитектуры и дизайна, планировки: здания первого периода строительства имеют выраженные архитектурные стили

(неоклассика, конструктивизм), но фасады испорчены устаревшими трубопроводами и кабелями, планировка зданий малопроектная, до 6,0 м ;

- бюджет стоимости реконструкции по сравнению с новым строительством: на данный период отсутствует единая экономическая оценка, значения разнятся в 2 раза, как правило, сторонники концепции сноса и нового строительства не учитывают ряд затрат на перевозку, складирование мусора, его переработку;

- количество неизвестных вводных: главными неизвестными являются характеристики остаточной несущей способности строительных конструкций и основания, часть которых определена;

- возможность организации достаточных парковочных мест: на территории есть значительные участки между зданиями, есть возможность строительства и подземных стоянок;

- история и имидж проекта: проект находится на начальном этапе, широко пока не обсуждается.

На данном этапе данного инвестиционного проекта инвестором не принято решение о выборе варианта сноса или реконструкции некоторых наиболее изношенных зданий. Если обратить внимание на опыт зарубежных стран, можно найти примеры реализации обоих вариантов, но можно проследить тенденцию: сносу подвергают экологически неблагоприятные здания, с десятилетия копившимися токсичными наслоениями на конструкциях и грунте, а также плохо приспособляемые под функции, которых требует рынок недвижимости. Такое решение было принято по лондонскому Докленду (фото 1), где на месте портовых сооружений вырос ультрасовременный комплекс (Сити) с серебристыми высотными зданиями, что, правда вызывает нарекания коренных жителей Лондона, образовалось контрастное пятно на фоне готической и романской застройки. Такое решение было обусловлено и отсутствием на старой территории инженерных сетей и транспортных магистралей (по материалам "АСН-инфо").



Фото 1

Вместе с тем, в Германии преобразуют промышленные территории, придавая их жизни новый смысл. В Берлине в рамках программы Европейской Академии городской экологии был проведен семинар «Города будущего. Действенное развитие городов в центре Европы» с показом участникам результатов реализации проекта реновации Руммельсбургской бухты. На ее территории (130 га) в Восточной части Берлина были сконцентрированы промышленные гиганты и жилые кварталы, теперь уже опустевшие. Координацию и решение всех вопросов от менеджмента до инфраструктурного обеспечения осуществляло специальное общество. В списке его с успехом осуществленных задач были: разработка инвестиционных предложений, оценка, реставрация сохраняемых зданий, реконструкция подземных коммуникаций, очистка почвы от промышленных загрязнений. Немецкие инженеры подсчитали, что общая стоимость по разрушению, обеспечению безопасности и очистке территории от мусора и руин вместе со стоимостью нового строительства будет примерно равна затратам на восстановление и приспособление к новым условиям старых зданий. А в странах с высокой индустриальной культурой предприниматели предпочитают именно здания с историческим прошлым, как символ стабильности и корпоративного менталитета. В начале 90-х годов Германия превратила шахтерский регион Рурской области в комплекс цветущих парков и музейно-туристических объектов. Опыт возрождения промышленных зданий-памятников архитектуры был использован в Гамбурге («Вторая жизнь индустриальной застройки». www.reline.ru). Существует такой опыт и в США: фабрика Жирарделли постройки 1900-х гг, ныне общественный центр «Жирарделли-Сквер» в Сан-Франциско и другие объекты.

Историческое прошлое есть и у чебоксарской «Первой площадки». Жизнь нескольких поколений, а это тысячи работников завода, прошла в окружении архитектурных стилей 40 – 60 годов, панорама старых корпусов стала неотъемлемо частью центральной части города. Композиционное впечатление портят каркасно-панельные промышленные здания 80-годов, но они имеют меньший процент физического износа.

Вместе с тем, общая градостроительная ситуация центра города неблагоприятна для его функционирования и развития, что отличает город от большинства городов аналогичных и даже меньших количеству жителей. Центральная магистраль: пр. Ленина – ул. К. Маркса от перекрестка с ул. Гагарина до перекрестка с ул. Композиторов Воробьевых на протяжении около 3 км не имеет связи с параллельными улицами: Энгельса – Ярославской и новой 30-й дорогой. Здесь, при наличии уже существующих дорог промплощадки и проезда вдоль 30-го корпуса, были бы логичными проезды с односторонним движением, связывающие 30-ю дорогу, ул. К. Маркса, ул. Ярославскую, ныне активно застраиваемую жилыми зданиями и

далее в проектируемый микрорайон Грязевской стрелки. Тем самым, образуется замкнутая транспортная сеть.

Типология общественного пространства Первой площадки при существующей системе проездов и при незначительной корректировке имеет следующие элементы: перекрестки (неполные) – 1). корпуса № 4, 10, 9, 43 , 2). Корпуса № 1, 6 , Дом торговли; площадь – перед корпусом № 9. Данные элементы имеют способность останавливать и соответственно накапливать людские потоки. Следовательно, эти зоны должны стать естественными магнитами, вокруг которых необходимо предусмотреть объекты экспресс-обслуживания.

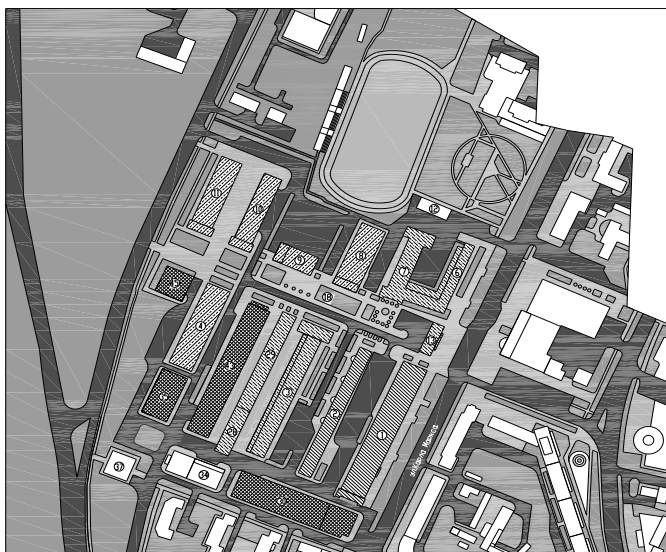


рис. 1 Схема объектов площади по ориентирам и конструктивным признакам (высота) и степени функционального индекса.

| | |
|------------|-------------------------|
| к.1 - 40% | к.11 - 20% |
| к.2 - 20% | к.13 - 20% |
| к.3 - 20% | к.28 - 50% |
| к.4 - 40% | к.29 - 50% |
| к.6 - 50% | к.30 - 5% |
| к.7 - 40% | к.35 - 10% |
| к.8 - 30% | к.43 - 10% (недостроен) |
| к.9 - 20% | к.45 - 10% (недостроен) |
| к.10 - 30% | |

| | |
|-----------------|---|
| к.1,2 |  |
| к.3,6,13,28,29 |  |
| к.4,7,8,9,10,11 |  |
| к.30,35,43,45 |  |

При этом необходимо предусмотреть на данном преобразуемом участке узлы пересадки на общественном транспорте, лучше в центре площадки у корпуса №9. Узлы пересадок на транспорте – важный показатель функционирования городской среды, дающий максимальное наполнение территории людскими потоками, только в этом случае они будут достаточного объема, чтобы считать этот участок города обжитым.

Вместе с сетью проездов размещение зданий на участке органически вписывается в существующую застройку, важно вписать эти здания функционально, т.е., придать им актуальное назначение. При этом необходимо учитывать следующие типологические показатели: тип объемно

планировочного решения, габариты: пролеты, высота, этажность, характер коммуникаций, конструктивные особенности и величину износа зданий.

По опыту других городов (Москва, Петербург, Красноярск, Минск, Киев, на уровне проектов Тюмень, Хабаровск, Нижний Тагил и др.), занимающихся редевелоптменом, известно, что наиболее динамично будет развиваться сегмент торговых центров, ожидается усиление интереса сетевых операторов. Прогрессивными формами торговли считаются гипермаркеты, якорная аренда, торгово – развлекательные комплексы (www.guion.spb.ru) Городское управление инвентаризации и оценки недвижимости. Прогноз развития рынка аренды нежилых помещений в Санкт-Петербурге (на второе полугодие 2004 года и 2005 год) и его влияния на социально-экономическое положение Санкт-Петербурга).

Эти функции должны стать двигателями развития территории, но они предъявляют определенные требования: наличие достаточного места для парковок, большие площади, расположение рядом с людскими потоками. Этим требованиям, в основном удовлетворяет корпус №1. Его основные объемно – планировочные характеристики: 4 пролета по 6,5 м, шаг 5,0 м, высота двух этажей 6,0 м. Общие габариты в плане 26 x 157 м. Конструкция стен – каменная кладка, на 10% объема поврежденная воздействием капиллярной влаги, попадающей с высоко расположенной отмостки, образованной многолетними наслоениями асфальта.

Необходимо понижение отмостки вдоль всех фасадов ниже пола 1 этажа на 0,5 м и вертикальная гидроизоляция фундамента на глубину не менее 1,0 м ниже поверхности, а также выполнение новой отмостки. Таким образом, вдоль линии главного фасада образуется перепад рельефа с системой лестниц.

Несмотря на то, что здание возведено в начале 1940-х гг на бутовом фундаменте и основание под его подошвой сложено из множества чередующихся слоев грунта от глины твердой до лессового суглинка, осадочных трещин в стенах нет. Отчасти благодаря тому, что под средней частью здания суглинок лессовый слабый, во время строительства заменен щебеночной подготовкой большой мощности. В наружных стенах здания в углах проемов имеются трещины, образовавшиеся вследствие малой жесткости и несущей способности рядовых перемычек. При реконструкции необходимо усиление перемычек или сужение проемов с введением новых элементов перемычек (вставка рамы из кладки с перемычкой). Перекрытие над первым этажом выполнено из мелкоразмерных железобетонных плит по металлическим балкам, которые обладают достаточной несущей способностью для восприятия нагрузки от торговых залов 4 кН/м². Над вторым этажом перекрытие деревянное, значительно поврежденное, оно

подлежит замене, а для создания достаточного освещения рекомендуется устройство легкой металлической кровли со световыми фонарями.

Необходимая торговым зданиям загрузка товара с автотранспорта может быть решена со стороны двора от 30-го корпуса. Стоянка личных автомобилей организуется на большой площадке между корпусами №1 и 2. Стоянки должны быть рассредоточены по всей территории пропорционально предполагаемому числу посетителей различных корпусов, самые крупные, кроме названной, между корпусами № 3 и 43, около корпуса № 11.

Принципиально новую функцию комплексу можно придать, возведя между корпусами №1 и 2 легкое светопрозрачное покрытие. Образовавшееся теплое пространство размерами 21 x 150 м целесообразно было бы использовать под зимний сад (сквер) с размещением открытых кафе, выставок, концертных площадок, фонтанов. Стоянку транспорта при этом можно организовать в подземном варианте, изолировав ее термостойкими материалами от верхнего помещения с пребыванием людей.

Корпус №2 представляет собой трехэтажное здание с подвалом и чердаком, размерами 12,5 x 145 м с продольной стеной, чередующейся кирпичными столбами, двумя пролетами по 6 м. Высота этажа – 4 м. Планировочная структура на половине здания – подъездная с отдельными лестничными клетками, на другой половине - коридорная.

Конструкции здания: каменные стены, ранее усиленные металлическими обоями в нижнем этаже, рядовые перемычки с повреждениями, отдельными разрушениями по карнизной части, бутовыми фундаментами, смешанные перекрытия, частью монолитные железобетонные, значительно поврежденные над частью подвала, но в основном, деревянные. Требуется довольно большой объем работ по их замене на железобетон.

Основание под фундамент: глина твердая, суглинок тугопластичный.

Несмотря на довольно большой износ отдельных элементов здания, время строительства – конец 1930- х гг., в целом здание обладает достаточной жесткостью, устойчивостью и несущей способностью. После проведения ремонтных работ в нем целесообразно разместить офисный центр.

По данным Городского управления инвентаризации и оценки недвижимости Петербурга спрос на офисные помещения будет устойчивым. Все помещения данного назначения делятся на классы «А, В, С», из которых класс «А», кроме высококачественной отделки, высокотехнологичных коммуникаций и микроклимата, требует наличие атриумов.

В корпусе №2 нет возможности образовать атриумные пространства, следовательно, в нем есть возможность разместить относительно небольшие офисные блоки класса «В», но, в основном, класса «С», который преобладает и в более крупных городах и составляет 75 % от всего объема.



Фото 2



1 корпус



1 корпус



13 корпус



30 корпус



43 и 4 корпуса

Фото 3

И все же нерационально использовать все здание корпуса №2 под офисы, так как они заполняются людьми преимущественно в дневное время. Чтобы не возникло эффекта пустых пространств в вечернее время, с чем уже столкнулись многие страны, часть первого этажа и подвала можно занять

предприятиями бытового обслуживания: парикмахерскими, салонами красоты и т.п.

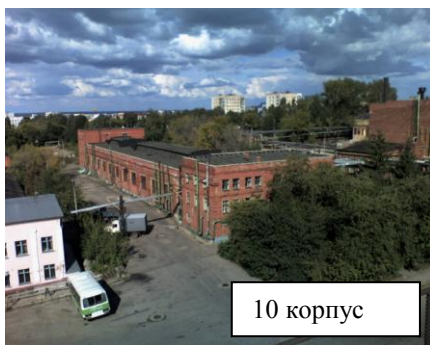


Фото 4



8 корпус



7 корпус



Между 1 и 2 корпусами



8 корпус



3 корпус



Между 1, 2 и 30 корпусами

Фото 5

Производственные корпуса предприятий имеют свои особенности объемно-пространственных решений, а потому задача перепрофилирования

требует индивидуального подхода в каждой конкретной ситуации. Одним из важнейших направлений реконструкции и развития промышленных предприятий в условиях ревитализации (редевелопмента) городской среды может стать создание технопарков. Оно поможет решить ряд важнейших проблем в развитии города, в том числе социальных, получить промышленные предприятия современного типа, упорядочить не только их структуру, но и территории города с преимущественно промышленной застройкой. Кроме этого, производственные помещения могут быть использованы под крупногабаритное жилье, так называемые «лофты», популярные на Западе. (Алексей Могила, директор по развитию Leeds Property Group Ревитализация центров городов. (www.leedspb.ru))



рис. 2 Схема расположения объектов на площадке при редевелопменте.

- к.1 - Торговый центр (спортшопы).
- к.2 - Бизнес-центр.
- к.3 - Торговый центр (спортшопы).
- к.4 - Спорт зал.
- к.6 - Магазины.
- к.7 - Магазины.
- к.8 - Строительные материалы (торговля).
- к.9 - Котельная.
- к.10,11 - Спорт зал.
- к.12 - Бизнес-здание.
- к.13 - Бизнес-здание.
- к.28,29 - Бизнес-здание.
- к.30 - Производственное здание (бензоцех).
- к.35 - Производственное (бензоцеховое).
- к.43 - Производственное здание (бензоцеховое).
- к.45 - Бизнес-здание.
- А - Открытая автостоянка на 200 авто.
- Б - Открытая автостоянка на 540 авто.
- В - Одно- или двухэтажный паркинг.
- Г - Автоцентр нового строительства.

Таким требованиям удовлетворяют корпуса №30, 43 и 45, представляющие собой многоэтажные здания по серии ИИ-20, с пролетами 6 м, большой высотой этажа (3,6 – 4,2 м). Два корпуса из этого списка остались недостроенными, не введенными в эксплуатацию еще 1980-е гг. При общем небольшом физическом износе (до 20%), они, тем не менее, не будучи

законсервированы, получили повреждения отдельных элементов и узлов, некоторые узлы не были завершены (арматура не состыкована сваркой и т.д.). Это еще раз подтверждает необходимость детального обследования несущей способности всех зданий «Первой площадки» для проектирования в качестве гражданских объектов.

Большие объемы этих зданий диктует использование их несколькими владельцами, причем каждый должен иметь отдельный вход. Необходимо выполнить несколько лестнично – лифтовых узлов. Используя принцип зонирования, в том числе, и санитарное, в этих зданиях рядом можно размещать такие объекты, как производство микроэлектроники, как в Тайване, где производством микрочипов занимаются в любом подвале. Их можно расположить по одной вертикали. Через блоки административных помещений на том же этаже можно разместить жилье (лофты), далее, например, поликлиники, офисы врачей общей практики, поскольку и жилье не территории центра города будет строиться, а социально значимые объекты будут способствовать вживлению объектов «Первой площадки» в ткань города.

Не все объекты на данный период обследованы на техническое состояние, планировочную и конструктивную ситуацию. В связи с этим здесь по большинству объектов даны характеристики общего физического износа, определенные визуальным обследованием.

По остальным корпусам краткая типологическая характеристика:

№3 – двухэтажное однопролетное на втором этаже (13,5 м) со световым фонарем, зальное, покрытие - металлические фермы (износ около 15 %), стены - кирпичные (износ – 30%). Архитектурный стиль при оштукатуривании стен – неоклассицизм (сочетается с корпусом №2) . Возможное назначение – торговое в сочетании промышленных и продовольственных товаров.

№4 - одноэтажное однопролетное (21 м), зальное, стены - кирпичные (износ – 30%). Архитектурный стиль – не выражен. Возможное назначение – спортивный зал.

№ 6-7 – многоэтажное, максимальная ширина 16,0 м, коридорное, архитектурный стиль - конструктивизм. Используется в настоящее время под гуманитарный вуз. Типологически не соответствует назначению вследствие невозможности организации лекционных поточных аудиторий (с минимальным зрительным и акустическим режимом). Стены – кирпичные (износ – 40 %). Возможное назначение – офисы классов «В» и «С».

№8 - одноэтажное однопролетное (24 м), зальное, высота – 6 м, стены - панельные. Архитектурный стиль – не выражен. Возможное назначение – торговля строительными материалами.

№9 – котельная. Основной объем – 19 x 26 м. С учетом, в основном, наземной прокладки теплотрасс, предлагается оставить подключенными только ближние здания, снизив мощность котельной. В дальних зданиях установить индивидуальные источники тепла, подведя газопроводы.

№10 - одноэтажное однопролетное (16 м), зальное, высота – 5 м, стены - кирпичные (износ 30 %). Архитектурный стиль – не выражен. Возможное назначение – спортивный зал.

№11 - одноэтажное однопролетное (19 м), арочное, зальное, высота – 4 м. Архитектурный стиль – не выражен. Возможное назначение – спортивный зал.

Концепция ревитализации предусматривает функции, которые сыграют роли «якорей» и «мини-якорей», привлекающих основных потребителей, образующих потоки посетителей, развитие инфраструктуры, релаксационных зон и пр. Ревитализация требует реорганизации транспортно-пешеходной системы, обновления инженерной инфраструктуры; внедрения высококачественного архитектурного и ландшафтного дизайна исторической среды общегородского центра.

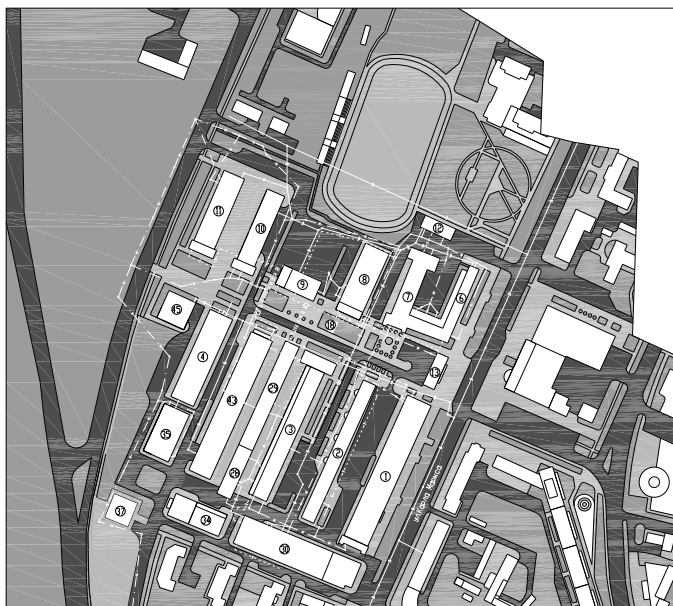





рис. 3 Система существующих инженерных сетей

Условные обозначения

- | | |
|---|-------------|
|  | Водопровод |
|  | Теплотрасса |
|  | Канализация |

В настоящее время проблема перепрофилирования старых предприятий, реабилитации их территорий стала столь актуальной, что Европейским сообществом в 2003 году начата разработка унифицированной методики по данным вопросам (программа RESCUE - Regeneration of European Sites in Cities and Urban Environments). Завершается ее разработка.

Для разработки планов перепрофилирования, санации загрязненных территорий важнейшее значение имеют унификация методов обследования промышленных площадок и загрязненных участков, методов оценки их состояния и разработки проектов санации.

1. Минимизация образования отходов

Путем размещения слабозагрязненных грунтов на самой площадке с организацией экранов

Максимальным использованием существующих строений и сооружений

Рециклингом строительных отходов с их использованием на месте (после контроля на соответствие нормативам и измельчения)

2. Исползования справочников для укрупненных расчетов затрат на санацию

3. Вариабельность состава экспертной группы в зависимости от решаемых задач и конкретных условий площадки (но всегда - многопрофильный состав)

3. Особая значимость охраны труда и окружающей среды при работах по санации

4. Необходимость постоянного соотношения требуемых затрат с ожидаемой экологической эффективностью работ.

(www.rgec.ru) Российский геоэкологический центр.

При проведении работ необходимо учитывать эти аспекты.

Предварительные (предпроектные) работы при реновации (редевелопменте) промышленных участков в городской застройке требуют тщательного изучения ситуации как с точки зрения спроса на функции, так и объемно – планировочного и конструктивного решений и технического состояния зданий.

Первичный анализ, основанный на детальном обследовании характерных зданий и визуальном обследовании остальных объектов, показал, что «Первая площадка» может пройти процесс реновации с наименьшими затратами. Здания обладают достаточной несущей способностью и устойчивостью, имеется основа инфраструктуры, хорошо вписывающаяся в городское пространство.

ПРОБЛЕМЫ СОХРАНЕНИЯ ПАМЯТНИКА АРХИТЕКТУРЫ 17 ВЕКА ВВЕДЕНСКОГО СОБОРА В Г. ЧЕБОКСАРЫ

А. А. Исаев

г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

В начале мая 2004 года на памятнике архитектуры федерального значения – Введенском соборе, расположенном в исторической и наиболее древней части города Чебоксары, появилась значительная трещина, разделившая здание на две части (восточную и западную), которые стали быстро уходить друг от друга (в день до 5 мм). Около двух недель понадобилось на то, чтобы памятник пришёл в аварийное состояние. В истории и культуре города Чебоксары кафедральный собор Введения Богородицы во храм занимает особое место. Это первая православная церковь на чувашской земле, бывшая сначала полотняной, затем деревянной и, наконец, в 1651 году воздвигнутая в камне. Место для будущего собора было выбрано и освещено первым архиепископом Казанским и Свияжским Святым Гурием, который в 1552 году посетил Чебоксары.

Введенский собор с тремя приделами и отдельно стоящей колокольной под шатровым покрытием сохранил свой первоначальный архитектурный облик почти без изменения. На сегодняшний день это единственный и наиболее древний памятник православного зодчества в республике, о котором мы можем говорить как об ансамбле. В интерьере его сохранились прекрасные образцы иконописи и резного искусства разного времени, начиная с XV века, настенная живопись, и иконостас — самый ранний и также единственный, созданный в стиле барокко середины XVIII столетия.

Собор сохранился, несмотря на все сложности и трагические обстоятельства истории, и закрывался ненадолго лишь в годы Великой Отечественной войны, но в наши мирные дни к лету 2004 г. над ним нависла угроза разрушения.

По официальной версии случившегося, причиной аварийного состояния собора стало строительство ГЭС, и создания Чебоксарского водохранилища, которое и подмыло восточную половину здания, увлекая ее за собой. При этом умалчивают о том, что водохранилище существует почти четверть века, и до сих пор ни одно строение во всей округе не треснуло от его воздействия, а уж тем более, такое, как собор, который стоит на самой высокой точке прибрежного косогора.

Другой возможной причиной считают переувлажнение грунта основания от неисправной водопроводной сети, проходящей рядом с собором, орошая его уже не один год. Однако бурение скважин вокруг здания в ходе мероприятий по его спасению показало, что никакой воды нет, и влажность грунта находится в норме.

Осталось назвать третью, самую главную (истинную) причину, о которой знают все, но упорно не желают о ней говорить. Она кроется в нас самих.

Не воды натворили дел, а люди, и прежде всего те, кто у власти, за которыми право последней подписи. Именно они осенью 2003 года задумали построить двухэтажное кирпичное здание Чебоксарской и Чувашской епархии в непосредственной близости от собора (в охранной зоне памятника) ниже по рельефу с восточной его стороны (на месте древних захоронений). Ни с кем не советуясь и ничего не согласовывая со специалистами, они очень скоро осуществили свои замыслы и весной 2004 года здание было поднято под крышу.

Зону строительства, видимо, некогда было изучать, то есть проводить историко-архитектурные, археологические и инженерно-геологические изыскания, скорее об этом просто не думали. В итоге с рытьем котлована стали обнажаться насыщенные культурные слои и открылись захоронения разного времени, попытка археологов зафиксировать и спасти их, закончилась неудачей. Они были изгнаны с территории строительства, а находки, в том числе и могилы, разрушены и вывезены вместе со строительным мусором.

Рытьё котлована и возведение здания нарушило равновесие, сложившееся между грунтом основания и конструкциями собора. Грунт из-под алтарной части собора стал перемещаться в сторону котлована, увлекая за собой древнее строение. Пригружение котлована новым зданием только ускорило этот процесс. Возникшее напряжение расколело стены и своды собора.

Всего, что произошло, могло и не быть, если бы не был нарушен закон «Об объектах культурного наследия (памятниках истории и культуры) народов Российской Федерации», запрещающий строительство в зоне охраны памятника, «за исключением применения специальных мер, направленных на сохранение и регенерацию историко-градостроительной или природной среды объекта культурного наследия» (ч.2 ст.34), не говоря уже о нарушении процедуры разработки и утверждения проектной документации, если таковая вообще имеется.

В результате нанесен серьезный ущерб древнейшему памятнику православного зодчества, а также совершен кощунственный акт по отношению к святым могилам и другим свидетельствам истории города, которые теперь не поднять из-под здания и толщи железобетонных блоков, спешно уложенных между собором и новым строением в качестве подпорной стенки.

Собор представляет собой тип четырехстолпного кубического храма, завершенного пятиглавием со шлемовидными куполами. Легкие барабаны просторно расположились над четырехскатной крышей. Гладкие

оштукатуренные стены скреплены на углах лопатками. С восточной стороны к основному объему примыкают сильно выступающие алтарные апсиды, поднятые лишь на половину высоты собора. Вверху на гладком фоне стены выделяется нарядный горизонтальный карниз, отделяющий от стены ряд декоративных закомар. Оформление окон – дань нарядному XVII в.: резные каменные наличники с тонкими полуколонками по сторонам трехлопастным килевидным завершением обрамляют прямоугольные и арочные проемы. Расположение окон не подчинено строгой симметрии, хотя центральные окна лежат на главных вертикальных осях здания. На западной и южной стене килевидные завершения окон гармонично сочетаются завершениями входного портала. Использование геометрического подобия помогает связать отдельные части сложной ассиметричной системы объемов собора в единое целое. При кажущейся простоте художественный облик храма таит в себе множество искусных и тонко продуманных деталей, очень разнообразных, но созданных как будто одной вдохновенной рукой.

В том что, Введенский собор строили мастера-профессионалы, не приходится сомневаться. Принимались высококачественные материалы, использовались древние расчеты гармоничной соразмерности частей. Во всех пропорциях выдержан принцип «золотого сечения». Построение плана собора неразделимо связано с высотными размерами. Например, высота всего здания вместе с центральным куполом равняется длинной стороне храма без абсид и составляет около 23 м. Она же является почти удвоенным размером внутренней высоты до свода (около 13 м), если учесть, что высота здания уменьшилась за счет большого культурного слоя.

Принцип «золотого сечения» легко обнаружить и в построении основного прямоугольника храма в плане. Если взять исходной фигурой квадрат с малой стороной – шириной храма 13,34 м., то диагональ его будет равна длинной стороне храма (около 19 м.). Подобное отношение можно обнаружить в построении других объемов здания. Хочется отметить, что идеальных геометрических фигур и абсолютной симметрии нет как в наружных элементах здания, так и в интерьере. Число 0,618, выражающее отношение двух соседних чисел рядом «золотого сечения» не абсолютно – оно колеблется в небольших пределах. Введенский собор в полной мере создание рукотворное.

Памятники архитектуры, находясь под влиянием окружающей природной среды, а также испытывая действие факторов, связанных с инженерно-хозяйственной деятельностью человека, испытывают это воздействие в двух направлениях. Первое связано с разрушением материала кладки памятника и, как следствие, с деформацией основных конструкций. Второе направление разрушение памятников развивается в скрытой форме и связано с изменением состояния и свойств грунтов основания. В последнем

случае разрушение особенно интенсивно проявляется при активизации этих изменений от хозяйственной деятельности человека. Именно этот фактор все чаще становится губительным при сохранении памятников архитектуры и со временем его воздействие (если не принимать никаких мер) будет усиливаться.

Игнорирование действия этих факторов, что часто наблюдается при реставрационных работах, из-за незнания, связано с отсутствием каких-либо методических указаний, положений, учитывающих проявления антропогенных факторов на сохранность памятника. С проявлением этих факторов приходится сталкиваться на заключительной стадии процесса разрушения памятника.

Сегодня, когда путём закачивания большого количества бетона в основание собора, процесс неравномерной осадки здания остановлен, остаётся проблема укрепления сводов, имеющих глубокие вертикальные трещины. Это особенно важно, если учесть, что на своды опираются пять барабанов с главками.

Укрепление указанных конструкций можно проводить различными способами вплоть до создания пространственных металлических структур, воспринимающих нагрузки покрытия и равномерно передающих их на вертикальные несущие конструкции, но более целесообразным (экономичным и действенным), на наш взгляд будут методы армирования и инъекции кладки.

Армирование древней кладки выполняется закладкой отдельных стержней в специально просверленные отверстия несколько большего диаметра с последующей инъекцией цементным раствором.

Инъекция кладки цементным и сложным раствором представляет высокоэффективный способ укрепления кирпичной кладки, который не следует путать с силикатизацией, применяемой для укрепления деструктированного материала кладки пропиткой его на определённую глубину.

Возможен и комбинированный способ крепления, сочетающий армирование и инъекцию кладки, который повышает надёжность сохранения конструкции. Такой способ можно рекомендовать как наиболее предпочтительный при реставрации сводов Введенского собора.

АРХИТЕКТУРНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ И АРХИТЕКТУРНОЕ ТВОРЧЕСТВО

В.Д. Гречиго

г. Йошкар-Ола, Марийский ГТУ

Бурно развивающаяся экономика России и строительного комплекса в частности повлекла за собой возрастающую потребность в специалистах строительного дела. В том числе и специалистах в области выполнения проектных работ. Ни для кого не секрет, что в период существования СССР при значительных объемах выполнения строительных работ не было ни одного учебного заведения, где готовили бы специалистов проектного дела для строительства.

Стихийно складывающиеся структуры проектных организаций пополнялись за счёт естественного отбора среди выпускников ВУЗов соответствующего направления. Тот, кому удавалось переквалифицироваться на месте потом на долгое время «застривал» в среде проектировщиков.

Однако существовала целая сеть государственных, отраслевых и прочих проектных организаций не только разрабатывающих проекты для строительства (типовые и индивидуальные), но и участвующих в разработке нормативов для проектирования и строительства. Таким образом, в стране «де-факто» существовала огромная армия проектировщиков, которую «де-юре» никто не готовил. Хотя надо признать, что естественный отбор, упомянутый выше, сыграл скорее положительную роль в существовании этой «армии», чем отрицательную – она была сплоченной и организованной в силу естественной потребности людей заниматься этим благородным делом.

Наряду с этим особенной фигурой в проектном процессе была фигура Архитектора. С одной стороны суперрегламентированная среда проектных нормативов, с другой – мечта о светлом будущем положенная в основу подготовки архитекторов, которых готовили несколько ВУЗов. Необходимость мечтать и показатели К1 и К2 СНиП «Жилые здания»!

В настоящий момент среда проектировщиков, которая подпитывала кадрами сама себя, в силу различных причин перестала существовать. На чем держалось проектное дело? На технических учебках. На курсах переподготовки, на архивах и проектных кабинетах, на «технических отделах» (являющимися, по сути дела, квалификационными структурами) и каждый проект – экзамен. Выполнялось всё это за счет предприятий и на добровольной основе. Представляется, что мало предприятий занимающихся выпуском проектной продукции сейчас могут себе позволить вышеописанную роскошь.

Исходя из этого «изобретение» специальности «проектирование зданий» кажется очень своевременным и необходимым явлением. То, что упор в

данный момент, при подготовке специалистов в области проектирования сделан на самый первый раздел – «архитектура» вполне естественно. Архитекторов не хватало и в советское время, также как не хватает их и сейчас.

В качестве квинтэссенции архитектурной деятельности можно привести выдержку из недавно вышедшей книги кандидата архитектуры А.Г. Лазарева «Справочник архитектора»: ...Архитектура представляет собой особый сложноорганизованный вид интеллектуальной и материальной деятельности. В результате реализации архитектурных проектов, человечество осознанно формирует для себя искусственную среду обитания. В осуществление архитектурных проектов вкладываются огромные средства...».

В таких условиях становится ясным, что без системного подхода к подготовке специалистов, которым можно было бы доверить столь сложные общественные процессы, не обойтись. Однако, так называемый в прежние времена «Архитектор широкого профиля» вряд ли справится со всеми вышеозначенными задачами. Архитектура, в нормальном понимании этого процесса и части человеческой жизни огромное поле деятельности и немалая составляющая земной цивилизации. Таким образом, без дифференциации вышеозначенного процесса удовлетворить все аспекты, касающиеся среды жизнедеятельности человека видится проблематичным.

Отсюда представляется возможным предложить рассматривать систему архитектурной деятельности, как трёхчастную структуру:

- Архитектурная наука;
- Архитектурное творчество;
- Архитектурное проектирование;

Каждая из трёх частей вполне может существовать, как самостоятельно, так и во взаимосвязи друг с другом. Конечно лучший вариант последний. Естественно приведенное выше деление условно. Операционно-графический аппарат у каждой части один и тот же, терминология и основы «идеологии» те же. И невозможно представить некоторые рабочие проекты без основательных творческих, а то и научных проработок. Но если сравнивать организационно – административные структуры, экономические цели и задачи, назначение формируемого продукта – в каждой части они различны.

На современном этапе развития нашего государства, пожалуй, в самом привилегированном положении находится архитектурное творчество, как это не парадоксально. Могучий творческий потенциал наших архитекторов получивших очень хорошую подготовку по архитектурному творчеству в ВУЗах СССР, наконец то нашел экономическую поддержку и условия реализации в лице современного российского бизнеса. Но окружающая нас искусственная среда и строительный комплекс это не только супермаркеты, банки, торгово-развлекательные комплексы и элитное жильё. Необходимо и

социальное жильё, и обычные магазины, и детские сады и многое другое – то, без чего не может существовать ни одно государство в мире.

А также, самую распрекрасную творческую мысль нужно ещё представить в виде проектной документации скоординированной между смежными специальностями, технически грамотной и экономически обоснованной. Вот тогда можно ожидать, что искусственная среда обитания, сформированная человеческой цивилизацией и в которую вкладываются огромные средства, не станет антагонистичной этой самой цивилизации.

Более того, в дальнейшее развитие специальности «Проектирование зданий» хочется предложить расширить подготовку по смежным специальностям именно в контексте увязки архитектурных решений в плане формообразования и организационно-планировочной структуры с системами, обеспечивающими функционирование объекта. Здесь же следует рассматривать вопрос о технологии проектного процесса и институте ГИПа (ГАПа).

Таким образом, архитектурное творчество и архитектурное проектирование, поддерживаемые архитектурной наукой – это две стороны медали стоящей на прочном фундаменте и обеспечивающей дальнейший прогресс человеческой цивилизации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Методика архитектурного проектирования. Б.Г.Бархин. – М.: Стройиздат, 1982.
2. Введение в архитектурное проектирование. В.Ф.Кринский, В.С.Колбин. – М.: Стройиздат, 1974.
3. Основные понятия архитектурного проектирования. А.М.Соколов. – Л.: Издательство Ленингр. ун-та, 1076.
4. Курсовое и дипломное архитектурное проектирование: Учеб. пособие для строит. техникумов. М.И.Тосунова. – М.: Высш. школа, 1983.

ДЕРЕВЯННОЕ ЗОДЧЕСТВО СЕВЕРНОЙ ЧАСТИ КЕМЕРОВСКОЙ ОБЛАСТИ

Е.В. Петерс

г. Кемерово, Кузбасский государственный технический университет

Специфические сибирские условия сформировали ряд особенностей деревянного зодчества. В XVIII – XIX вв. удаленность большинства поселений Сибири от главных путей сообщения и крупных городских центров привела к сохранению таких композиционных приемов древнерусского зодчества как "двойные" и "тройные" дома, сочетанию разных конструктивных элементов: устройству крыш "по старине" на потоках и курицах наряду с использованием новых форм окон, входов-крылец и ворот. Отличительной чертой архитектуры сибирских поселений вплоть до XX в. было преобладание деревянной застройки. Тайга щедро давала строителям незаменимый по теплотехническим качествам и легкий в обработке строительный материал – древесину. Знание его свойств и секретов мастерства обеспечивало постройкам долговечность и красоту. Использование дерева в строительстве создавало впечатление целостности всего жилого массива и общности отдельных построек. Бревно служило строительным модулем как для всего сооружения, так и для его частей. Разнообразие композиции жилой архитектуре придавали вариации в деталях и декоре.

Основные приемы и характерные черты застройки сибирских поселений находились в прямой зависимости от природных условий. Суровый климат был причиной особого внимания к ориентации жилых зданий по сторонам света. На солнечную сторону дом обычно был обращен большими частыми окнами, на север – глухими стенами. В застройке преобладали деревянные сооружения с мощными срубами и скатными крышами. Большое распространение имели сильно выступающие конструктивно разнообразные навесы крыш, хорошо защищающие дворы большой площади от неблагоприятных метеорологических явлений (дождей, метелей и т.д.). В ряде случаев навесы образовывали по всему периметру двора неразрывное целое, что давало возможность удобного сообщения со всеми частями усадьбы независимо от погоды. Влияние природных факторов на характер архитектуры выразилось в обилии резьбы и цветовом решении. Богатые орнаментом резные деревянные постройки раскрашивались разными колерами, создавая в снежные зимы богатый колорит застройки.

Массовое жилищное строительство в населенных пунктах Сибири испытало различные, часто противоречивые влияния. Наряду с народными крестьянскими традициями отмечается и наслоение новых элементов. Поскольку в социальном составе населения поселков Проскоково, Зелеево,

Варюхино, Ишима, Итата и города Мариинска преобладали переселенцы и ссыльные из центральных областей России, в застройке были широко представлены характерные для них приемы народного зодчества (планировочные, конструктивные и декоративные). Фольклорный генезис обнаруживается и в сельской, и в городской архитектуре. Большая часть ее образцов (особенно деревянных) относились к непрофессиональному искусству. Взаимосвязь народного и профессионального творчества была очень сильна в Сибири при недостатке квалифицированных архитекторов и большом числе опытных плотников и искусных мастеров. Со второй половины XVIII в. из районов традиционных европейских плотничьих промыслов в Сибирь началось движение строительных артелей, обусловившее влияние мотивов народного зодчества различных районов страны в сочетании с местными декоративными приемами. В некоторых случаях крупным артелям удавалось применять приемы комплексного строительства, использовать заранее изготовленные детали и элементы сборности. На развитии сибирского зодчества отразилась и относительная близость и развитые торговые связи с народами Востока (Средней Азии, Дальнего Востока), а также вековое общение с местным населением (остяками, якутами, татарами, бурятами и т.д.). В декоре сибирской избы нашли применение своеобразно переработанные наиболее рациональные и эстетичные элементы.

Вплоть до XX в. застройка сибирских поселений была преимущественно деревянной. В то время как в Европейской России уже свертывалось рубленое домовое строительство, а дерево как материал городского строительства изживало себя, в Сибири продолжало оттачиваться плотничное искусство. Древесина сохранила ведущее место в строительстве жилья массового типа. Относительная дешевизна, доступность и знание технологий строительства делали древесину незаменимой. Кроме того, вторая половина XIX в. была отмечена новыми достижениями в технике обработки древесины. Популярность дерева в жилищном строительстве объяснялась также короткими сроками возведения, высокими гигиеническими и теплотехническими качествами построек.

Немало примеров использования характерных архитектурных приемов было в застройке Проскоково и Зелеево. Деревянные постройки демонстрировали различные конструктивные схемы и многообразие декоративных приемов. Большинство домов были рубленными "в обло", с самцовыми или тесовыми крышами. Бревенчатые срубы, как правило, оставляли открытыми. Реже применялась "ошалевка" (обшивка тесом горизонтально внахлест с четвертью) срубов для защиты от осадков, утепления и из эстетических соображений, в подражание каменным постройкам. Использование дерева в строительстве создавало впечатление

целостности всего жилого массива и общности между отдельными постройками. Бревно служило модулем для всего сооружения и его отдельных частей. Высота постройки, толщина стен, размеры и пропорции оконных и дверных проемов были кратны толщине бревна. Разнообразие композиции и живописность жилой архитектуре придавали вариации и некоторые изменения в деталях и декоре, например, в устройстве крыш, крылец, карнизов или наличников.

В Просоково, Варюхино, Зелеево сохранились регионально-отличительные памятники деревянного зодчества. В Мариинске же чистых примеров характерных деревянных строений почти нет. Художественный облик жилых кварталов Мариинска с конца XIX в. претерпевал некоторые изменения. Суровая скупость традиционной сибирской архитектуры дополнялась приемами барочной классической деревянной архитектуры. Дополнение фасадов зданий деревянной резьбой - давняя и стойкая традиция в Сибири. Декоративная обработка деревянных домов в основном сводилась к оформлению оконных наличников, крылец, карнизов, коньков крыш и фронтонов (рис. 1, б). Для обрамления окон жилых зданий широко использовались двусторчатые ставни, хотя в городских домах этот элемент мог отсутствовать. Примеры зданий с применением тех или иных декоративных приемов встречаются во всех исследуемых населенных пунктах (Просоково, Зелеево, Варюхино, Ишиме, Мариинске, Итате, Тайге). Особенно богат деревянным зодчеством Мариинск, недаром его называют жемчужиной сибирской деревянной резьбы. Плотничество играло большую роль в жизни горожан, поэтому приемы композиции и народного декора жилых домов надолго сохранили свой строй и характер. Большое количество домов с наличниками одинакового рисунка свидетельствует о том, что плотницкие артели в населенных пунктах были постоянными на протяжении нескольких десятилетий. Установлены фамилии некоторых мастеров - Мартынов, Черкунов, Зверев, Ушаков, Лазарев, Редькин, Херман, Субботин, работавших в Мариинском округе.

В декоре сооружений господствовала пропильная резьба, сочетавшаяся с другими ее видами - объемной, накладной рельефной, плоской, плоской с прорезью. Из-под крыш свисали нарядные кружева подзоров, и карнизы, резанные в один, два и даже три яруса и положенные на гладкий фон. Резьба подзора карниза наиболее часто выполнялась в виде "драпировки с кистями". Наиболее распространенным декором фронтона в рассматриваемых населенных пунктах было "солнышко" (рис.1, а).

В ранних народных постройках скромная резьба украшала наличники, реже карнизы. Такие постройки сохранились в Зелеево, Варюхино, Ишиме и Итате. Позднее, в век "золотой лихорадки" в городе появились дома с резьбой в два, три "наклада", создававшие особенно богатое впечатление и

А)



Б)



Рис. 1. Деревянное зодчество Мариинска: А - декор фронтона; Б - оформление пилястр и наличников

значительно разнообразившие застройку. Для населенных пунктов на Сибирском тракте был характерен декор наличников с изображением двух птиц, жаворонков или уток, между "крутыми бараньими рогами", под ними размещали круг солнца. Птицы прикасались клювами к цветку с двумя листьями. Стебель цветка и тонкие длинные ножки птиц вырастали из волнистой линии – корня. Это изображение – наследие древних времен от славян - солнцепоклонников. Цветы и птицы олицетворяли для них жизнь,

радость, счастье. В свою очередь, "бараньи рога", волноты и завитушки свидетельствуют о влиянии Византии. В настоящее время примеры использования этих мотивов в архитектуре сохранились только в Мариинске. Декор боковых досок наличника мог выполняться в виде пилястр или полуколонок.

При строительстве подсобных сооружений, например амбаров, часто использовали следующий прием: стропильные крыши устраивали с большим карнизом, который одновременно служил навесом. В Проскоково примерами подобных построек являются 3 амбара купца Ярова постройки начала XX в. В ограждении усадеб преобладали заборы-заплоты и двойные ворота с калиткой "под крышей". Традиционными для воротных столбов на трактовой улице были прямоугольная форма и большая высота, зачастую не соответствующая высоте заборов и ворот. Примеры до сохранились в Зелеево.

Деревянное зодчество имеет особую ценность. Благодаря сохранившимся массивам деревянной застройки населенные пункты Сибири не утратили неповторимый индивидуальный облик. Деревянная застройка XIX - начала XX вв. представляет своеобразный этап в развитии архитектуры, слияние народного зодчества со стилевой архитектурой и является целостной средовой системой, придающей неповторимый архитектурно-художественный облик историческим поселениям Сибири.

ПРОБЛЕМЫ МАЛОЭТАЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В ЦЕНТРАЛЬНОЙ ЧАСТИ ГОРОДА ЧЕБОКСАРЫ

А.А. Исаев, А.В. Иванова, Н.С. Прокопьева
г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

Территория малоэтажной застройки городских поселений – одна из трудно решаемых проблем градостроительства. Сохранение уже сложившихся районов и размещение новых при дефиците свободных территорий и низкой плотности индивидуальной застройки, удорожание инженерно-транспортной инфраструктуры и сферы социальных услуг сдерживает развитие индивидуального строительства в крупных городах.

Индивидуальная жилая застройка г. Чебоксар находится на границе зон действия городских транспортных систем, обеспечивает устойчивый спрос на освоение территорий. Малоэтажная застройка в городской черте решает транспортно-композиционные задачи между высокоурбанизированными селитебными территориями и рекреационными зонами городской черты. Малоэтажная застройка – необходимый элемент планировочной структуры

города, учитывающей природные качества осваиваемой территории. Создает органичный природный фон, на котором функционируют другие городские объекты – транспортные магистрали, здания и сооружения.



Исходя из концепции академика РААСН Дегтярева Б.М., проектирование структуры городской среды должно осуществляться на основе инженерно-строительного обоснования градостроительных решений (2).

Предложенная концепция включает следующее:

- прогноз изменения природной среды при взаимодействии на нее техногенных нагрузок от застройки, транспортных магистралей и дорог, инженерных сетей, промышленных производств, строительных работ;
- определение зон оползней и риска для строительства и функционирования городских объектов;
- инженерные защитные мероприятия для предотвращения риска техногенных катастроф;
- установление режимов градостроительного регулирования с учетом видов застройки, рекреационного, природоохранного освоения и инженерной защиты.

Исключительность г. Чебоксары определяется размещением в центре города охраняемого ландшафтного оазиса водохранилища широко открытого в нижнем бьефе в сторону реки Волги. С одной стороны зеркало залива окружает рельефный зеленый амфитеатр природного ландшафта плавно перетекающего по пешеходным мостикам и транспортным магистралям в урбанизированный центр из стекла и бетона. Здесь сосредоточен деловой

центр города с комплексным размещением предприятий, учреждений и организаций, офисов и учебных заведений, связанных с развитой сферой социального обслуживания.

По исследованиям ГУП НИИП градостроительства (г. Санкт-Петербург) (3) при прочих равных условиях в целом влияние экологических и эстетических характеристик природно-ландшафтной среды при проектировании центров города вблизи ландшафтного оазиса создает благоприятную среду для функционирования главного структурного образования – общественно-делового центра.

Развитая сеть транспортно-пешеходных связей создает диапазон доступности «потребитель-центр обслуживания» общегородского центра и ландшафтного оазиса.

Это зона активного проявления гидрогеологических процессов, оползней, карстовых проседаний грунта. Согласно СП 30-102-99 «Планировка и застройка территорий малоэтажного жилищного строительства» на территориях с такими условиями ведение жилищного строительства не допускается (1).

Вода – активная компонента, воздействующая на все элементы природного комплекса: рельеф, грунты, почвы, растительность. Высокий уровень грунтовых вод в акватории Чебоксарского залива влияет на инженерно-геологические процессы и может вызвать оползни, карстово-диффузионные явления, подтопления подвалов зданий.

Размещение малоэтажной застройки в таких градостроительных условиях требует проведения дополнительных инженерных защитных мероприятий по охране окружающей среды, укрепления откосов, водоотведение грунтовых и поверхностных вод. Для рационального использования таких территорий необходимо устраивать системы дренажных сооружений для регулирования водного баланса и распределения нагрузки водных горизонтов.

Проектирование малоэтажной застройки в сложных градостроительных условиях (на территории со сложившейся застройкой, в стесненных условиях) сопровождается также сложностью соблюдения противопожарных требований по установлению разрывов между зданиями и группами строений на придомовых участках. Расстояния между зданиями и хозяйственными строениями в 6-10 метров в зависимости от группы огнестойкости зданий и сооружений не всегда соблюдаются.

Сложный рельеф местности, расположение территории, ее размеры и конфигурация в плане не позволяют обеспечить проезд автотранспорта ко всем зданиям и сооружениям, что требуется по строительным нормам и правилам.

Формирование архитектуры городского ландшафта происходит исходя из многих факторов – предложений заказчиков, требований административных

органов, собственного творчества населения. Вместе с тем, требования строительных правил и норм должны соблюдаться. Особенно соблюдение этих требований необходимо при возведении жилых объектов в условиях экстремального рельефа в акватории Чебоксарского водохранилища.

Проектирование жилой застройки на берегах водохранилищ должно предусматривать организацию водоохраных зон шириной от берега не менее 500 метров. Жилая застройка в акватории водохранилища должна проводиться с учетом использования водных объектов в культурно-бытовом и ландшафтно-эстетическом назначении с учетом санитарных правил и норм. Соблюдение требований водоохраных мероприятий должно соответствовать ГОСТ 17.15.02-80 «Гигиенические требования к зонам рекреации водных объектов». (4)

Водный объект и его берега необходимо защищать от систематического и случайного загрязнения хозяйственно-бытовыми отходами, не должен допускаться сброс сточных вод и разведение водоплавающей птицы. Контроль санитарного состояния водохранилища с отбором проб состава и свойства воды на отсутствие примесей, плавающих пленок, масел и других загрязнений на поверхности зеркала залива необходимо проводить ежегодно.

Застройка малоэтажными жилыми домами левого берега нижнего бьефа Чебоксарского водохранилища разрушает визуальное восприятие пространственной композиции водного зеркала залива, зеленого амфитеатра косогора и его доминанты – архитектурного ансамбля Матери-покровительницы. К использованию территории в исторической зоне нужно подходить крайне внимательно. Иначе, уйдя от «хрущеб» 70-80 годов, мы окажемся в «шанхайском муравейнике», который будет загрязнять окружающую среду, обезличит уникальный природный ландшафт.

На водораздельных участках города возникает чрезвычайно высокие техногенные нагрузки. При их освоении, особенно под воздействием динамических нагрузок, происходит разрушение структуры грунтов, что происходило при возведении архитектурного ансамбля. По прогнозной оценке РААСН (2) подобные качества природной среды требуют перераспределение нагрузок, т.е. принятия градостроительного решения. Массовое возведение жилой застройки может разрушить пространственную организацию левого косогора, возникнет ущерб доминантной функции архитектурного ансамбля, произойдет переориентация городской зоны из рекреационной в селитебную. Таким образом, необходимо регулирование структуры застройки центра г. Чебоксары на основе системы защитных мероприятий – нужно ограничить новое жилищное строительство в ландшафтном оазисе на участках водоохраны, охраны памятников истории и архитектуры.

Если проводить исторические параллели, то традиционно микрорайоны малоэтажной застройки размещались на окраинах городских поселений, в пригородной зоне с учетом типа поселений и общей градостроительной ситуации.

Малоэтажное строительство в виде отдельных жилых образований необходимо размещать в соответствии с потребностью различных социально-демографических групп населения, исходя из сложившихся традиций в основном на свободной от застройки территории, не разрушая сложившуюся инфраструктуру города. Наиболее перспективными для дальнейшего градостроительного освоения территорий малоэтажным жилищным строительством являются северное и юго-восточное направления.

При формировании территорий малоэтажной жилой застройки необходимо комплексное освоение территорий – возведение объектов повседневного обслуживания населения (дошкольных учреждений, школ, спортивных объектов, лечебных амбулаторий, аптек, объектов торговли) одновременно с жилищным строительством.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 30-102-99 Планировка и застройка территорий малоэтажного строительства – М, Госстрой России, 2000 г.
2. Дегтярев Б.Н. Пространственная организация городской среды. – БСТ, № 5
3. Хамецкий Р.И. Системы социального сервиса и планирование структуры современного города – М., ВНИИТПИ, 2005 г., вып. 1-2
4. ГОСТ 17.1.5.02-80 Гигиенические требования к зонам рекреации водных объектов

ПРОБЛЕМЫ КРУПНЫХ ГОРОДОВ СТРАНЫ В ОБЕСПЕЧЕНИЯХ ТРАНСПОРТНЫХ ПЕРЕВОЗОК

Л.М. Лапташкина, С.П. Маслова

г. Чебоксары, Чувашский государственный университет им. И.Н.Ульянова

За последние годы значительно увеличился парк автомобильного транспорта в городах России, в том числе столице Чувашской Республики г. Чебоксары. Если учесть сложившуюся за многие годы очень сложную и запутанную сеть городских улиц с тенденцией образования на них многочисленных заторов «пробок», то станет ясным, почему проблема движения транспортных средств превратилась в самую острую проблему выживания городов.

Варианты увеличения пропускной способности городских магистралей различны: устройство новых и уширение, модернизация старых кольцевых и радиальных улиц, запрещение и ограничение пропуска транспортных средств по наиболее загруженным улицам, запрет парковок и стоянок автомобилей в центральной части города, устройство многоярусных транспортных развязок и тоннелей.

Для специфических условий г. Чебоксары устройство развязок на разных уровнях, бесспорно, является кардинальным и наиболее перспективным для будущих поколений направлением «развязывания» запутанных транспортных потоков в узловых пересечениях магистральных и кольцевых улиц. Решение этой задачи в условиях полной наземной застройки и предельно интенсивного движения транспортных средств по городским улицам: пр. Ленина, К. Маркса, ул. Гагарина неизбежно потребует возведения целого комплекса сооружений – комбинация многоярусных эстакад и путепроводов на прямых, косых и кривых в плане пересечениях.

Необычность и нестандартность возникающих при этом технических проблем наглядно иллюстрирует панораму классической транспортной развязки, сооруженной в г. Киеве на правобережном съезде с городского Южного моста через р.Днепр.

В условиях движения по улицам города выбор планировочных и конструктивных форм транспортных развязок зависит, прежде всего, от решения важнейшей градостроительной задачи – как улучшить или хотя бы сохранить в зоне сооружения развязки воздушную среду и безопасную для движения автомобилей и потоков людей проезжую часть. Пока, к сожалению, наличие выхлопных газов, испарений некачественных асфальтобетонных покрытий летом и разъедающей все вокруг соли зимой, делают жизнь людей в городе невыносимой. И без того сложная обстановка в городе усугубляется и становится нетерпимой из-за длительных заторов транспортных средств на перекрестках со светофорами и без них.

Совершенство и качество городской транспортной сети оценивается уровнем удобства движения.

Уровень удобства движения – определенное качественное состояние потока автомобилей, при котором устанавливаются типичные условия труда водителя, комфортность поездки, эффективность работы и т.д. Существует четыре уровня удобства – А, Б, В, Г. При уровне «А» обгоны практически отсутствуют, плотность потока большая, водитель может выдерживать желаемую скорость, эмоциональная напряженность, низкая. Такой уровень удобства движения называется – свободным. При уровне «Б» в потоке непрерывно возрастает число быстродвижущихся автомобилей, совершаются обгоны, присутствует медленное движение, возрастает плотность движения, падают скорости движения, происходит снижение комфортности. Такой

уровень удобства движения называется устойчивым. Для уровня удобства движения «В» характерно дальнейшее снижение скоростей движения, эмоциональная напряженность увеличивается, комфортность движения резко падает. Поток состоит из отдельных больших групп и пачек, называется неустойчивым. При уровне «Г» движение происходит с остановками. Близко к затору. Транспортный поток называется насыщенным. Разгрузить городские улицы и рассредоточить поток транспортной сети, на наш взгляд, помогут транспортные развязки, к конструкциям которых на современном этапе развития крупных городов страны и транспортной сети в целом должны предъявляться эксплуатационные, экологические, технологические и архитектурные требования:

- эксплуатационные требования:
 - безопасное, по возможности комфортабельное движение по развязке и прилегающим участкам задействованных дорог;
 - пропускная способность с учетом возможного увеличения в перспективе транспортных потоков;
 - надежность и долговечность элементов конструкций;
 - минимальные расходы по содержанию и текущему ремонту;
 - возможность удобного и быстрого ремонта или замены в случае необходимости любых элементов конструкции (ремонтпригодность).
- экологические требования:
 - снижение уровня шума и загазованности на прилегающих территориях;
 - снижение загрязнения прилегающих территорий в процессе строительства и эксплуатации минимальные.
- технологические требования обеспечить минимальные:
 - стеснение существующих транспортных потоков;
 - технологические перерывы в движении «окна»;
 - сроки сооружения;
 - минимум работ по перекладке существующих коммуникаций;
 - минимальные территории, отводимы под строительство и приобъектные склады;
 - использование местных промышленных баз при изготовлении конструкций;
 - применение современных материалов и технологий.
- архитектурные требования:
 - рациональное использование площади, отводимой под сооружение, с учетом высокой стоимости городской территории;
 - максимальное сохранение существующей городской застройки;
 - соответствие нового сооружения сложившемуся ландшафту.

КОНСТРУКТИВНЫЕ СИСТЕМЫ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА

МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПЕРЕКРЕСТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С РАЗЛИЧНЫМ СООТНОШЕНИЕМ ЖЕСТКОСТИ НА ИЗГИБ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.

Р.Л. Айвазов

г. Москва, МГСУ

А.Н. Плотников

г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

Для перекрытия большепролетных ячеек многоэтажных и одноэтажных зданий разработаны составные сборно-монолитные железобетонные перекрытия [1]. Они состоят из длинномерных плит, объединенных между собой бетонными шпонками. Образуется сетчато-ребристое опертое по контуру перекрытие.

Проведенные ранее экспериментальные исследования таких перекрытий на крупноразмерных моделях [3] позволили сделать выводы о том, что распределение опорных давлений по контуру железобетонных моделей соответствует характеру распределения опорных давлений упругих решетчатых систем и сплошных перекрытий; с увеличением жесткости в направлении поперечных ребер возрастает суммарное опорное давление по их концам, в большей степени, для ребер центральных, в меньшей - для удаленных к углам; в процессе нагружения происходит перераспределение усилий с первоначально более жесткого направления на менее жесткое, это изменение оценивается в 1,1-1,3 раза для составного и цельного перекрытия; при увеличении нагрузки угловые реакции (R_{ang}), жесткость на кручение, уменьшаются в 1,5-2 раза; разрушение сетчато-ребристых моделей происходит с образованием трещин, в горизонтальной проекции идентичных опертым на три стороны и по контуру сплошным плитам; при увеличении нагрузки на сплошь опертые системы происходит перераспределение усилий не только между продольным и поперечным направлениями, но и между ребрами одного направления, от центральных к угловым, до 1,8 раз.

В настоящее время нет завершенной теории расчета таких перекрытий, имеющих разрезки рядом линейных шарниров. Вместе с тем, широкое распространение получил компьютерный метод конечных элементов. Однако, для его применения необходимо было решить ряд вопросов построения расчетной схемы.

Моделирование ребер в виде стержневых элементов представляется нерациональным, во-первых, с точки зрения визуализации напряженного состояния, во-вторых, невозможности расстановки связей между ребрами по их высоте. За основу модели был принят конечный элемент оболочки № 41, позволяющий проследить осевые силы по горизонтали и вертикали.

Нагрузка – в узлах единичная. Ребра представлены полем пластинчатых конечных элементов (оболочка – 41), средние толщиной 10 см, крайние – 5 см. Жесткость ребер регулируется величиной E – модуля упругости.

Затруднения вызвала модель пластинчатого шарнира, обеспечивающая работу системы плит, составляющей перекрытие, аналогичную экспериментальной модели (по форме деформированной поверхности, распределению реакций по опорному контуру). Из нескольких вариантов (совместные перемещения смежных узлов, жесткий стержень с шарниром, перекрестные шарнирные связи и др.) выбрана схема: специальный конечный элемент 201 (стержень, обладающий физической нелинейностью, максимальная жесткость на сжатие, минимальная, около нуля, на растяжение), соединяющий каждые смежные узлы продольных крайних ребер. Кроме того, заданы совместные перемещения верхних смежных узлов. Данная модель обеспечивает передачу поперечных сил через линейный шарнир, система работает совместно.

Были рассмотрены варианты: 1). по одной стороне опорного контура – неподвижные шарниры, по другой – подвижные. В этом случае в поперечном направлении сопротивление явно меньше экспериментального. Опорные реакции более чем в два раза меньше, чем под опорами продольного направления; 2). по всем сторонам опорного контура неподвижные шарниры, включая нижние поверхности ребер. В этом случае опорные реакции близки по значениям. Эта схема соответствует экспериментальному распределению опорных реакций.

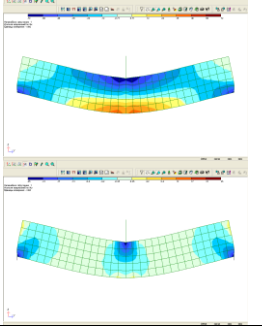
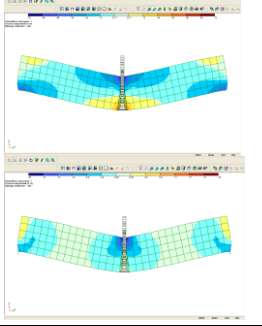
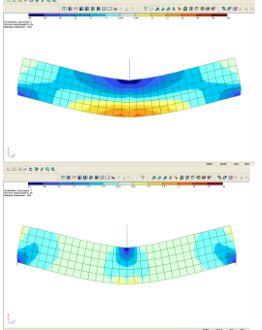
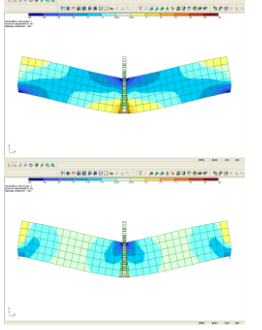
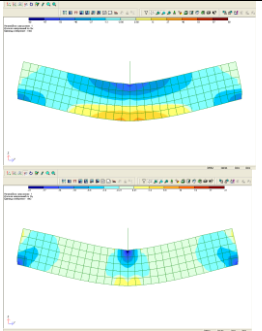
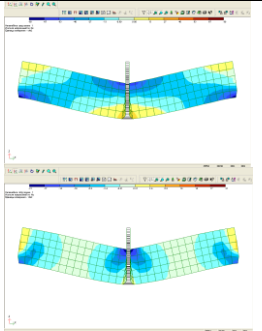
Значительный практический интерес представляет соотношение изгибных усилий между двумя направлениями плана плиты, что определяется условными жесткостями направлений. Элемент, заменяющий перекрытие, можно представить в виде двух пересекающихся стержней, при этом условно не учитывается влияние крутящего момента. В данном случае закрепление балок по концам роли не играет, важно только распределение усилий между двумя направлениями, принято шарнирное неподвижное опирание.

Зависимость между соотношением изгибных жесткостей и распределением опорных реакций, пропорциональных усилиям N_x (вдоль оси ребра) приведена в табл. 1.

Зависимость, приведенная в табл. 1 отражена на графике рис. 2. Отклонения от экспериментов, проведенных с пересекающимися стержнями составили 14 -18%.

В качестве полной имитационной модели была рассмотрена система из 4 длинных плит (8,0 м) 7х7 промежуточных ребер в двух направлениях жестко связанных в узлах, с тремя линейными шарнирами по принципам, разработанным для модели заменяющих балок.

Табл. 1.

| B_y/B_x | X N_x N_z | Y N_x N_z | $N_z(y) / N_z(x),$ τ_c |
|--|--|--|--------------------------------|
| $B_y/B_x = 0,67$ $E_x = 3000000$ τ_c/m^2 $E_y = 2000000$ τ_c/m^2 |  |  | $0,17 / (0,17*2) = 0,5$ |
| $B_y/B_x = 1$ $E_x = 2500000$ τ_c/m^2 $E_y = 2500000$ τ_c/m^2 |  |  | $0,21 / (0,14*2) = 0,75$ |
| $B_y/B_x = 1,5$ $E_x = 2000000$ τ_c/m^2 $E_y = 3000000$ τ_c/m^2 |  |  | $0,26 / (0,12*2) = 1,08$ |

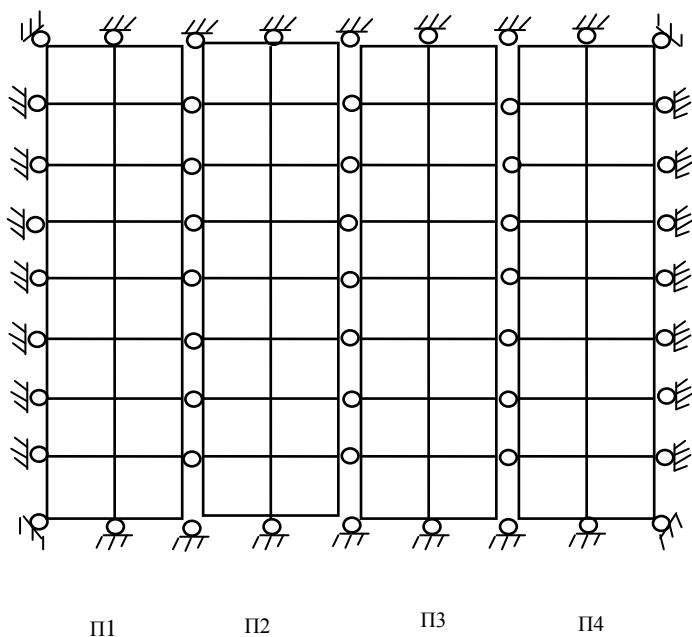


Рис.1. Теоретическая расчетная схема составного сетчато-ребристого перекрытия.

По результатам расчета построена поверхность деформирования (рис.2), являющаяся антикластической, аналогичной поверхности сплошной опертой по контуру плиты.

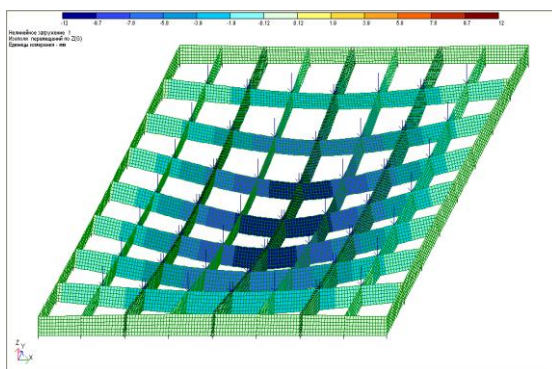


Рис. 2 Поверхность деформирования. Соотношение жесткостей ребер двух направлений 1:1.

Для обеспечения возможности сопоставления распределения усилий между направлениями (опорных реакций по контуру) были введены короткие опорные стерженьки с возможностью просмотра продольных усилий в них. Параллельные спаренные продольные ребра плит опираются на общий стержень.

Для построения обобщающих зависимостей были определены суммарные опорные реакции по сторонам опирания. Для разных соотношений жесткости, задаваемых уловной величиной E получены соотношения опорных реакций. Численные значения соотношения жесткостей приняты по экспериментальным работам, проведенным авторами в 1990 – 1995 гг [3].

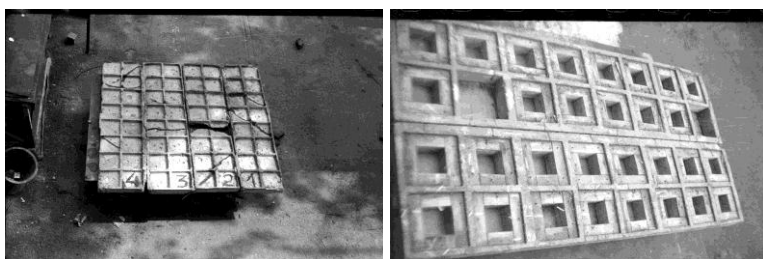


Рис. 3 Конструкции перекрытий испытанных моделей

Несмотря на применение для моделирования оптимальной на момент проведения работы компьютерной техники (Pentium 4; процессор 2,4 ГГц; оперативная память 512 МВ) время расчета одной задачи составило 40 мин. Следовательно, метод конечных элементов, реализуемый в современных программах, не является оптимальным для данных задач. Существует необходимость в создании специализированной программы, включающей в себя только необходимые параметры.

Результаты расчетов с различным соотношением жесткостей представлены на графиках (рис. 4). Зависимость носит линейный характер вследствие реализации расчета только в упругой постановке. В отличие от эксперимента, с увеличением жесткости в направлении поперечных ребер, суммарное опорное давление по их концам возрастает пропорционально для центральных и удаленных к углам.

По результатам расчетов можно сделать выводы: распределение опорных давлений по контуру моделей перекрестно-ребристых систем соответствует характеру распределения опорных давлений экспериментальных физических моделей; с увеличением жесткости в направлении поперечных ребер

Табл. 2. Результаты компьютерного расчета составных перекрытий.
 (опирания по контуру – шарнирные неподвижные, включая нижние
 поверхности ребер, представлен случай соотношения жесткостей 1:1).

| | | | | | | | | | |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| B_y/B_x =1 | | Y | | | | | | | 0,94 |
| E _x =2500000 тс/м ² , E _y =2500000 тс/м ² | | | | | | | | | |
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | |
| | 0,23 | -1,03 | -1,78 | -2,41 | -2,50 | -2,40 | -1,75 | -1,00 | 0,23 |
| 1 | -0,86 | | | | | | | | -0,96 |
| 2 | -1,73 | | | | | | | | -1,73 |
| 3 | -2,21 | | | | | | | | -2,22 |
| 4 | -2,38 | | | | | | | | -2,40 |
| 5 | -2,21 | | | | | | | | -2,22 |
| 6 | -1,71 | | | | | | | | -1,73 |
| 7 | -0,92 | | | | | | | | -0,95 |
| | 0,23 | -1,03 | -1,78 | -2,41 | -2,50 | -2,40 | -1,75 | -1,00 | 0,23 |

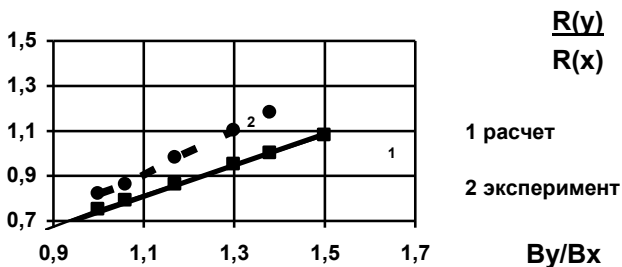
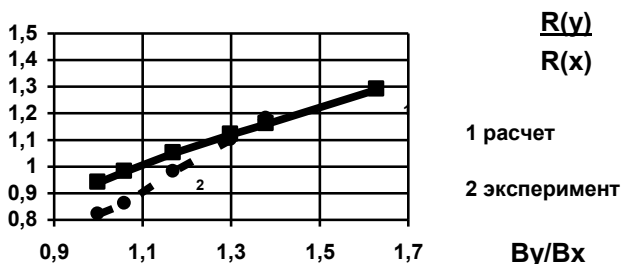


Рис. 4. Сравнительные с экспериментом графики соотношения усилий по двум направлениям плана перекрытия:

- А. расчет методом конечных элементов по полной имитационной модели,
- Б. расчет методом конечных элементов по модели заменяющих балок.

возрастает суммарное опорное давление по их концам в 1,55 раз при увеличении соотношения жесткостей в 2 раза.

В упругой постановке возможна реализация только предварительной оценки напряженного состояния. Для построения более точной модели необходим расчет в нелинейной постановке с учетом устанавливаемой продольной арматуры в ребра системы.

Литература

1. А.с. № 1791572. Покрытие здания. Бюллетень изобретений. № 4 . 1993.
2. Айвазов Р.Л., Плотников А.Н. Жесткостные характеристики опертых по контуру железобетонных перекрытий / Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: Материалы Четвертой Всероссийской конференции НАСКР – 2003. - Чебоксары. 2003.
3. Плотников А.Н. Распределение и перераспределение усилий в опертых по контуру железобетонных сетчато-ребристых составных перекрытиях. / Сб. материалов Всероссийской научно- практической конференции молодых ученых. М. 2000.

НЕСУЩИЕ СИСТЕМЫ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ. СОСТОЯНИЕ И ПЕРСПЕКТИВЫ

Б.С.Соколов

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Несущие системы обеспечивают конструкционную безопасность, объемно-планировочные решения помещений, архитектурную выразительность, и поэтому их выбор является весьма ответственным для удовлетворения современным требованиям предъявляемым к зданиям:

- по энергосбережению;
- комфортности;
- индивидуальности.

В настоящее время строят дома с различными несущими системами: панельные с вертикальными несущими диафрагмами, кирпичные с жесткой конструктивной схемой, каркасные с различными дисками перекрытий – в сборном, монолитном, сборно-монолитном исполнении.

Учитывая возрастающий потребительский спрос на жилье, необходимо при выборе несущей системы учитывать не только перечисленные выше факторы, но и скорость, трудоемкость возведения зданий, определенные сложности производства работ в зимнее время. По этим особенностям

крупнопанельное домостроение имеет ряд преимуществ перед другими типами домов, но существующие типовые проекты не удовлетворяют большинству требований. Поэтому предлагается два направления решения проблемы КПД:

- модернизация типовых серий;
- разработка новых конструктивных систем с максимальным использованием типовых изделий.

Основными критериями реализации обоих направлений следует считать минимальные затраты на перевооружение производства.

При выполнении первого направления предлагается решить следующие задачи:

- создание ширококорпусных зданий;
- увеличение шага поперечных несущих стен;
- замена наружных стеновых панелей на самонесущие из мелкоштучного материала, в т.ч. применение навесных фасадов;
- увеличение этажности;
- использование смешанных конструктивных систем.

При разработке второго направления предлагается использование каркасно-панельной несущей системы, новизна которой подтверждена патентом РФ, ее перспективность отмечена Госпремией РТ, а надежность – испытаниями на моделях. Эта система успешно применена при реконструкции панельных зданий первого поколения, новизна предложения отмечена патентом РФ. Расчеты зданий с надстройкой выявили наиболее уязвимые элементы. К ним относятся, в первую очередь, стыки конструкций. Для проектирования стыков разработана единая методика расчета, основанная на теории сопротивления анизотропных материалов сжатию, проведены испытания, подтвердившие надежность расчетного аппарата.

В кирпичных зданиях, в связи с теплотехническими требованиями к наружным стенам, изменена компоновка плит перекрытий. В большинстве проектных решений их укладывают на внутренние поперечные стены. Это приводит к разным деформациям усадки и ползучести кирпичной кладки наружных и внутренних стен и, как следствие, появлению трещин, нарушению их совместной работы, снижению пространственной жесткости. Поэтому рекомендуется, кроме прочностных, выполнять расчеты по деформациям с учетом усадки и ползучести материала кладки.

Среди каркасных наибольшей популярностью пользуются несущие системы из монолитного железобетона. Однако, кроме конструктивных недостатков, связанных, например, с назначением необоснованно большой толщины плоских перекрытий, что снижает долговечность зданий, часто

возникают проблемы с электропрогревом бетона в зимнее время и контролем его качества. Для объективной оценки рекомендуется определять прочность бетона по испытаниям выпиленных из массива кернов-цилиндров.

В Республике Татарстан внедрены сборные каркасные системы с безбалочными бескапитальными перекрытиями, элементы которых изготавливались на заводах КПД в г.г. Казани и Альметьевске. Этому предшествовали натурные испытания узлов, плит перекрытий, 2-х этажного фрагмента зданий.

Разработаны и внедрены каркасные системы со сборно-монолитными плоскими перекрытиями из многпустотных преднапряженных железобетонных плит. В колоннах, кроме жестких, применены штепсельные стыки. Проведены лабораторные испытания элементов и натурные диска перекрытий, фрагмента здания на вертикальную и горизонтальные нагрузки в г.Чебоксары. Для больших пролетов (7–12м) использованы плиты безопалубочного формования, для средних и малых (6 – 3.6м) применены сборно-монолитные перекрытия из часто расположенных (через 600мм) преднапряженных балок с установкой между ними пустотелых бетонных вкладышей.

Создана каркасная система с использованием пенополистирольных элементов перекрытий «Пластбау» в качестве неизвлекаемой опалубки. Выполненные испытания показали высокую несущую способность перекрытия.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПЛАТФОРМЕННЫХ СТЫКОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Б.С. Соколов, Г.П. Никитин

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

С учетом результатов численных исследований напряженно-деформированного состояния платформенных стыков была разработана программа физических экспериментов, в которых проводились испытания фрагментов с круглыми, овальными пустотами (рис.1) с различной высотой сечения.

Для испытаний изготовлены фрагменты стыков с размерами в плане 600х600мм. Ширина опирания, как один из главных факторов, влияющих на характер разрушения, варьировалась и составляла 80-100мм при двухстороннем стыке и до 220 мм – при одностороннем. На рис.2 показаны образцы в испытательном стенде и характер их разрушения, который в

зависимости от размера грузовых площадок может охарактеризовать как разрушение от сопротивления бетона сдвигу и раздавливанию.

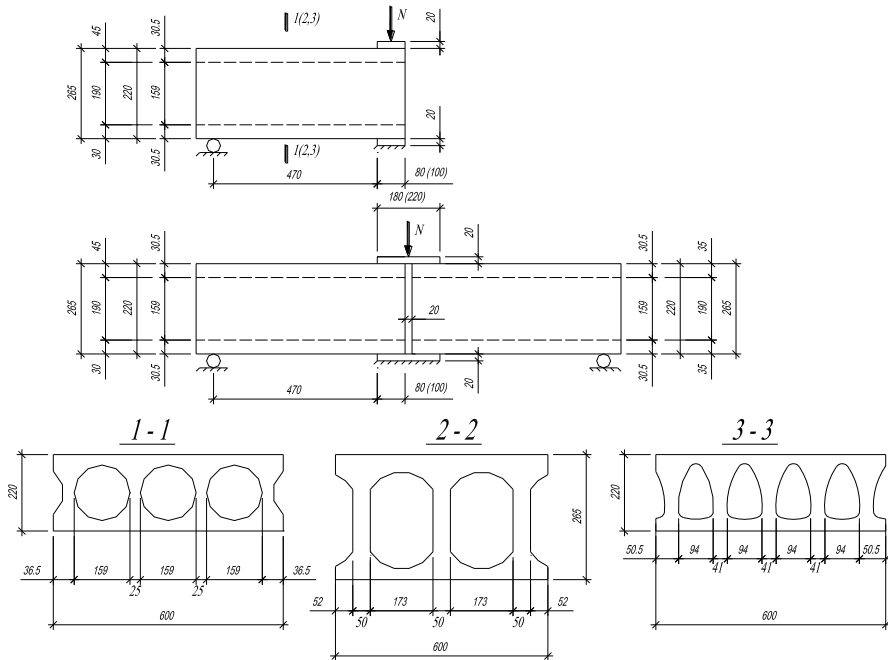


Рис. 1. Схема нагружения одно- и двухсторонних платформенных стыков.

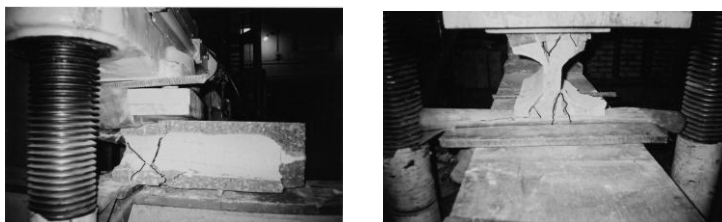


Рис. 2. Испытание вертикальнопустотной плиты с односторонним платформенным стыком

Полученные результаты подтверждают численные эксперименты и позволяют при разработке методики расчета стыков по прочности использовать теорию сопротивления анизотропных материалов сжатию.

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СТЫКОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Б.С. Соколов, Г.П. Никитин

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Горизонтальные стыки обеспечивают восприятие сжимающих усилий и по способу передачи последних подразделяются на контактные, платформенные и комбинированные. Учитывая основное назначение стыков, нормы [1] и рекомендации [2] при оценке их несущей способности используют прочность бетона на сжатие, т.е. предполагается, что материал разрушается от раздавливания.

Однако, как показал анализ экспериментальных исследований, существуют другие схемы разрушения.

Для изучения характера работы стыков под нагрузкой, выявления особенностей напряженно-деформированного состояния (н.д.с) каждого типа, влияния на н.д.с. разных факторов проведены численные исследования н.д.с.

Для всех типов стыков, включая стыки стержневых элементов, разработаны программы исследований. В качестве примера на рис.1 показана программа для комбинированных стыков. После ее реализации на ПЭВМ с использованием двух программных комплексов разных авторов в нелинейной постановке, получения эпюр (рис.2), их анализа, проводилось ранжирование факторов для их учета при проведении физических экспериментов.

Анализ результатов расчетов показал, что наиболее значительными факторами, влияющими на НДС, являются:

- схема приложения нагрузок;
- размеры опорных и грузовых площадок;
- прочность растворных швов;
- прочность и деформативность бетона элементов стыка.

Установлено, что в зависимости от перечисленных факторов, эксцентриситета приложения нагрузок, разрушение стыков может происходить при превышении главными растягивающими, сжимающими или касательными напряжениями предельных значений. Поэтому несущая способность стыков должна оцениваться сопротивлением бетона отрыву, раздавливанию и сдвигу.

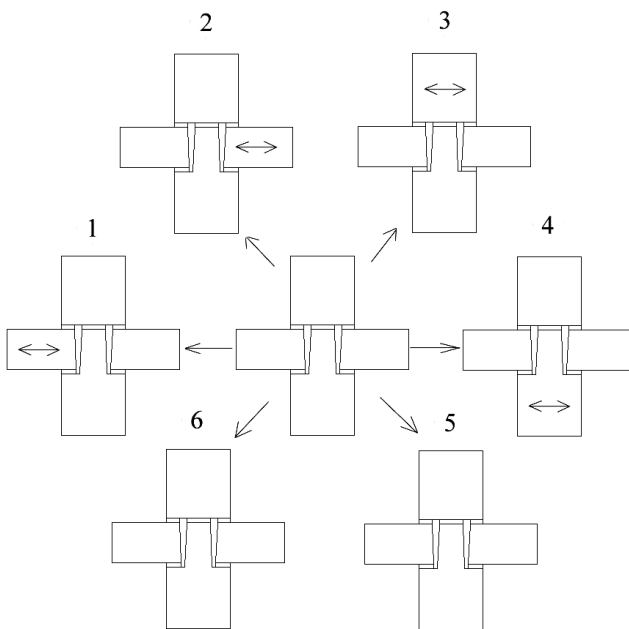


Рис. 1. Программа численного эксперимента для комбинированного стыка

1. Изменение ширины площадки опирания левой плиты перекрытия.
2. Изменение ширины площадки опирания правой плиты перекрытия.
3. Изменение эксцентриситета приложения нагрузки от верхней стеновой панели.
4. Изменение эксцентриситета приложения нагрузки от нижней стеновой панели.
5. Изменение соотношения жесткостей растворяемых швов и бетона стеновых панелей.
6. Сочетания факторов.

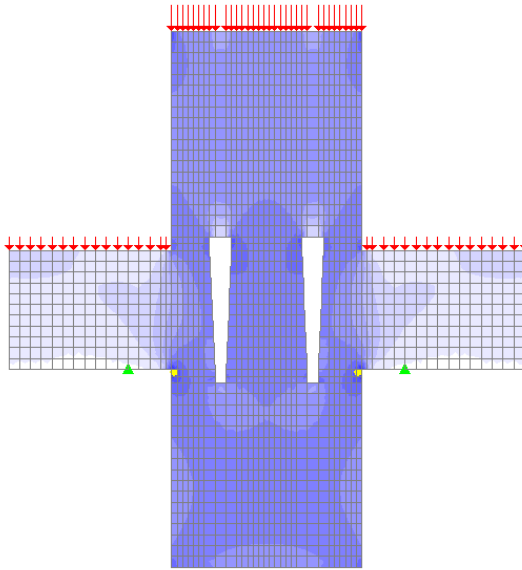


Рис.2. Эпюры сжимающих напряжений в комбинированном стыке

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНиП 02.03-01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. М., 1985 г., 79 с.
2. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып.3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). М., Стройиздат, 1989, 304 с.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ВЫСОКОЭФФЕКТИВНЫХ КОМПОЗИТНЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

А.Б. Антаков, В.А. Карпов

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Современные требования к зданиям и сооружениям, представляющие собой обширный перечень, зачастую взаимоисключающих, условий заставляют строителей в каждом конкретном случае искать компромисс, позволяющий в большей или меньшей степени эффективно решить задачу создания здания или сооружения. Решение общей проблемы сводится к рассмотрению блоков специальных вопросов, среди которых один из

основных – решение конструктивной системы в зависимости от функционального назначения и степени капитальности сооружения, наиболее эффективных в данном случае материалов несущих и ограждающих элементов, способа и сроков возведения.

На сегодняшний день существует несколько основных конструктивных систем зданий, в свою очередь подразделяющихся на группы, в зависимости от имеющихся особенностей. Например, монолитные железобетонные каркасы, получившие широкое распространение благодаря импорту технологий и рабочей силы из Турции и Югославии, имеют множество вариантов компоновки, существенно меняющих их свойства, по виду дисков перекрытий – балочные, кессонные, плоские, по виду сечений и расположению колонн, с несущими и самонесущими стенами и т.д. По мимо упомянутого монолитного, широко применяется сборный железобетон, на подъеме кирпичное строительство – регулярно появляются новые каменные стеновые материалы. Развитие строительной науки позволяет, сочетая положительные качества существующих систем создавать новые, обладающие комплексом свойств недоступных ранее. Так использование в качестве несъемной опалубки пенополистирольных вкладышей и профилей позволило получить известную систему "Пластбау", получившую в последствие несколько модификаций. Сочетание тепло- и звукоизоляционных свойств пенополистирола с прочностью и жесткостью железобетона - яркий пример эффективного и логичного решения инженерной задачи.

Приведенный пример показывает, что при проектировании или создании строительных конструкций, их отдельных элементов необходимо рассматривать вопрос несколько шире и руководствоваться помимо специальных инженерных дисциплин, физикой, логикой и другими, на первый взгляд не имеющими отношения к делу, разделами знания. Порой достаточно построения элементарной причинно-следственной цепочки, чтобы получить, по меньшей мере, оригинальную идею.

Какая стеновая конструкция имеет максимальную эффективность? Оценивая конкретный элемент по различным эксплуатационным параметрам, получаем экстремумы желаемых свойств, которые затем необходимо привести в соответствие, сообразуясь с конкретными условиями. В числе имеющих значение факторов следующие свойства:

- минимальная масса. Это приведет к значительной экономии материалов фундамента и несущих элементов, воспринимающих нагрузки от стен;
- минимальная толщина, что влечет экономию материала стеновых конструкций и позволяет предельно увеличить площадь помещений;
- максимальное сопротивление теплопередаче – экономия природных ресурсов, используемых на отопление и кондиционирование;

- абсолютная непроницаемость, препятствующая миграции влаги и, как следствие, образованию конденсата в зоне "точки росы". Это свойство способствует долговечности конструкции;
- максимальная воздействий прочность и жесткость для восприятия действующих нагрузок;
- максимальная степень устойчивости к температурным воздействиям – пожар, низкие температуры и т.д.;
- максимальная степень технологичности при производстве и монтаже изделий или элементов стеновых конструкций;
- и наконец, минимальная стоимость.

В перечень не включаем факторы обеспечения архитектурной выразительности и экологической безопасности, ибо первый – это вопрос профессионализма архитектора, а второй и без того бесспорен.

Комплексное рассмотрение перечисленных свойств показывает, что, с одной стороны – практически все применяемые стеновые конструкции в той или иной степени обладают перечисленными качествами, с другой – нет ни одного случая эффективного баланса. Исторически применяемые кирпич и железобетон – это высокая теплопроводность и масса, серьезные проблемы с технологичностью, а обладающие низкой теплопроводностью и массой пенополистиролы и пенополиуретаны не имеют достаточной прочности и устойчивости к температурным воздействиям. Лучшие показатели у дерева, но современные веяния в городской архитектуре и противопожарные требования не позволяют в необходимой степени широко его применять.

Таким образом, ни один из используемых для ограждающих систем строительных материалов в "чистом виде" не может быть признан эффективным и решение проблемы следует искать, создавая композитные конструкции.

В 70-80-х годах зарубежная строительная отрасль пришла к применению композитов на основе пенополиуретана для ограждающих конструкций зданий и сооружений, в том числе многоэтажных. На данный момент в Европе до 35% индивидуального жилья строится из легких композитных конструкций. При этом законодательно запрещено использование минераловатных утеплителей на основе фенольных смол, после чего их производители ринулись в Россию - и мы повсеместно имеем "Rockwool" различных видов, "URSA" и т.д. При температуре свыше 50 °С, связующее интенсивно распадается составляющие ингредиенты, в том числе фенол, являющийся, в лучшем случае, сильнейшим аллергеном. Летом Температура нагрева кровельных покрытий и наружных стен в средней полосе России достигает существенно больших значений.

Анализ существующих и возможных, с использованием современных материалов, решений показал, что наиболее эффективным сочетанием

свойств для проектируемой панели будет прочность и жесткость плиты ЦСП или АЦП, тепло- звукоизоляционные и технологические свойства пенополиуретана и стальные элементы для обеспечения возможности сборки или крепления к чему-либо. Ключевым моментом является технологическая особенность производства блоков или панелей – вспенивание гранул полиуретана происходит непосредственно в полости сборочного стенда, где реализуются его клеящие свойства и, что позволяет получить монолитную композитную конструкцию, по механике работы близкую к железобетонной. Лист АЦП и бортовые стальные элементы из оцинкованной листовой стали толщиной 0,5 мм играют роль сжатой и растянутой арматуры, а их связь и обеспечение устойчивости выполняет пенополиуретан, массив которого формируется опалубкой стенда. Получается панель имеющая с одной стороны атмосферостойкое и огнестойкое покрытие, с другой стороны продольные, обрамленные "оцинковкой" ребра, готовые для крепления гипсокартона, сайдинга, вагонки и т.д. на саморезах. Слои пенополиуретана плотностью $\rho = 50-60 \text{ кг/м}^3$ и толщиной 110-120 мм обеспечивают соответствие теплотехнических характеристик конструкции нормативным показателям. При этом герметичные поры пенополиуретана исключают возможность замачивания утеплителя и снижение его теплоизолирующих свойств.

Сборка стеновых конструкций может производиться по нескольким технологическим схемам – формирование стены вертикальной установкой панелей и креплением их друг к другу на болтах через борта, обрамленные "оцинковкой", применение "гипсокартонных" технологий – профили и саморезы с облицовкой листовыми материалами, крепление к несущему стальному или алюминиевому каркасу болтами или саморезами. При этом швы между панелями пропениваются, нанесением в момент сборки жгута монтажной пены, а облицовка с "открытой" стороны панели, например "стеновой" гипсокартон толщиной 12,5 мм, помимо декоративной функции выполняет роль огнезащиты и обеспечивает необходимую огнестойкость.

Завод "Полистром" в г. Казань наладил производство композитных панелей с приведенными в таблице 1 характеристиками.

Таблица 1

| | |
|-------------------------------------|----------------------|
| Геометрия, $l \times b \times h$ мм |до 6000×600×160 |
| Масса $l \text{ м}^2$, кг | 8-9 |

Внедрение панелей осуществлено при облицовке и утеплении фасада здания ДК Урицкого по ул. Шмидта г. Казань, серийном производстве временных универсальных зданий размерами $6 \times 3 \times 2,5$ м, на отопление которых достаточная мощность составляет 10 Вт/м^2 ч, разработано несколько

проектов малоэтажных индивидуальных жилых домов и строящегося 3-х этажного пристроя к административному зданию на ул. Баумана г. Казань.

В настоящее время ведутся работы по сертификации изделий и разработка балочных конструкций в рамках принятой идеологии.

АРОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

А. Н. Актунанов, Н. А. Смирнов
г. Йошкар-Ола, Марийский ГТУ

Арки в качестве основных несущих элементов покрытия применяют в павильонах, крытых рынках, спортивных залах, ангарах и т.п. По затрате металла арки оказываются значительно более выгодными, чем балочные и рамные системы.

Системы очертания арок могут быть весьма разнообразными. Самыми распространёнными являются двухшарнирные с распорками. Чтобы увеличить полезную высоту помещения, не увеличивая высоты здания, иногда затяжку располагают выше линии опорных шарниров арки. К достоинствам двухшарнирных арок помимо экономичности относится простота монтажа и изготовления.

При слабых грунтах может оказаться целесообразным, чтобы распор арки воспринимался затяжкой, располагаемой ниже уровня пола. При наличии затяжки опоры воспринимают в основном вертикальные нагрузки и поэтому получаются более лёгкими.

Очертание арок выбирается близким к линии давления. При преимущественном значении симметричной, равномерно распределённой по хорде арки нагрузки (в пологих арках) наиболее выгодным является очертание арки по квадратной параболе.

Параболу часто заменяют дугой окружности, что в пологих арках не приводит к существенному изменению усилий, зато при этом значительно упрощается изготовление и проектирование арок, так как при постоянной кривизне дуги достигается наибольшая стандартизация конструктивных элементов и узлов арки.

При строительстве арочных зданий иногда затяжки не удовлетворяют технологическим требованиям здания, тогда применяют бесшарнирные арки. Достоинством бесшарнирных – перераспределение усилий.

При строительстве конно-спортивного манежа в д.Б.Шаплак республики Марий Эл для покрытия использовались бесшарнирные арки сквозного сечения пролётом 50 м. Опирается арка на металлическую раму. Арка имеет ломаное очертание и состоит из двенадцати сегментов. Конструкция разбита

на отправочные элементы по 12,5 метров. Пояса скомпонованы из прокатных швеллеров коробчатого сечения. Сечение элементов решётки состоит из равнополочных уголков. Стойки располагаются вертикально. Пространственную жёсткость арки обеспечивают крестовые вертикальные и горизонтальные связи, расставленные с шагом 6 метров.

Арочные конструкции рассчитывают на вертикальные и ветровые нагрузки. Температурные воздействия для арок обычно незначительны. Вертикальные нагрузки принадлежат к основным сочетаниям нагрузок, ветровые и температурные воздействия – дополнительным, величина которых при определении расчётного усилия принимается с коэффициентом сочетания $\eta_c=0,9$.



Рис. 1. Фасад конно-спортивного манежа в д.Б.Шаплак республики Марий Эл.

Существенной нагрузкой для арочных конструкций является давление ветра и снега. Ветровая нагрузка для арочных покрытий, не имеющих стен, принимается по упрощённой схеме.

Арочная конструкция пролётом 50 метров была рассчитана на 11 вариантов загрузок: снеговые нагрузки, ветровые и т.п. Были произведены сочетания усилий, по которым, в дальнейшем, определялись усилия и подбирались сечение арки.

Конструкции арочных перекрытий расчленяют при расчёте на отдельные плоские элементы (арки, главные прогоны и т.п.), которые рассчитывают обычными методами строительной механики.

Усилия в поясах сквозных арок с параллельными поясами N_n определяют при комбинации нагрузок, дающее наибольшие значения. Их продольная сила N в арке распределяется между поясами обратно пропорционально их расстояниям до центра тяжести сечения, а усилие от момента M_x получается делением его величины на расстояние между центрами тяжести поясов h :

$$N_n = \frac{N \cdot a}{h} \pm \frac{M_x}{h}, \quad (1)$$

где a – расстояние от центра тяжести сечения до противоположного пояса.

Усилия в элементах решётки зависят от величины поперечной силы Q и угла наклона элемента к оси арки α :

$$N_p = \frac{Q}{\sin \alpha}. \quad (2)$$

При расчёте раскосов необходимо учитывать дополнительные напряжения, возникающие от обжатия поясов:

$$\sigma'_p = \frac{\sigma_n^g + \sigma_n^h}{2} \cdot \cos^2 \alpha, \quad (3)$$

где σ_n^g, σ_n^h - напряжения от продольной силы в верхнем и нижнем поясах арки.

Критическая сила потери устойчивости сплошной арки в её плоскости от действия осевых сил при малом значении изгибающих моментов в первом приближении может быть принята равной:

$$M_{кр} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{\mu^2 \cdot S^2}, \quad (4)$$

где S – длина полуарки; μ – коэффициент расчётной длины, учитывающий кривизну арки и зависящий от отношения стрелы арки к пролёту (см. табл. 1); $E I_x$ – жёсткость арки в $1/4$ пролёта.

Таблица 1.

Коэффициент μ расчётной длины арки

| Арка | f/l | | | |
|---------------|-------|------|------|------|
| | 0,05 | 0,2 | 0,3 | 0,4 |
| Трёхшарнирная | 1,2 | 1,2 | 1,2 | 1,3 |
| Двухшарнирная | 1,0 | 1,1 | 1,2 | 1,3 |
| Бесшарнирная | 0,7 | 0,75 | 0,80 | 0,85 |



Рис. 2. Арки сквозного сечения пролётом 50 м.

Расчёт арки пролётом 50 м был произведён с применением программы SCAD, что значительно снизило трудоёмкость вычислений. При компоновке элементов арок были приняты для верхнего и нижнего пояса сечение 2 [№ 27; для раскосов и стоек решётки – 2 L 140x10. Пояса были изготовлены из стали класса С345 марки 09Г2С, элементы решётки из стали класса С245 марки ВСтЗпс. По полученным результатам расчётных усилий, по выше перечисленным формулам были проверены напряжения и устойчивость элементов арок.

Колонны рамы имеют сечение двутавровое I 35К2, балки – I 45Б1 и I 30Б2. Сопряжения колонн с арками и колонн с фундаментом были приняты жёсткими.

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ШТЕПСЕЛЬНЫХ СТЫКОВ

Р.Р. Латыпов

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

В практике строительства, реконструкции и восстановления зданий и сооружений широкое применение получили анкеры арматуры гладкого и периодического профилей, закрепляемые при помощи полимера или раствора на напрягающем цементе в пробуренных в бетоне скважинах (рис.1). Аналогичную схему можно использовать для заделки выпусков арматуры при стыковке железобетонных конструкций к существующим (в условиях реконструкции), а также использовать их в новом строительстве. Такие стыки в литературе называют штепсельными. Они просты в изготовлении и отличаются от традиционных более рациональным использованием прочностных характеристик материалов. Это позволяет существенно снизить металлоемкость и уменьшить стоимость жестких стыков.

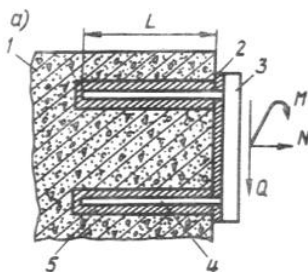


Рис. 1. Крепление закладных деталей к бетонным, железобетонным и элементам конструкций:

- 1 - бетонный, железобетонный элемент; 2 – клей (полимерраствор);
- 3 - стальная пластина; 4 - анкерный стержень; 5 - отверстие, заполненное клеем (полимерраствором)

Исследованиям этих стыков посвящены работы отечественных и зарубежных ученых, однако вопросы деформативности изучены не достаточно. Это и послужило поводом для выполнения настоящей работы. Ее целью ставилось определение податливости в зависимости конструктивного решения стыков, заполнения скважин разными материалами.

На первом этапе проведены численные исследования напряженно-деформированного состояния, программа которого приведена на рис.2. При этом варьировали следующими факторами: диаметром и длиной заделки

арматурного выпуска, их положением в сечении, расстоянием между ними, а также толщиной слоя полимерраствора (цементно-песчаного на НЦ) и его физико-механическими характеристиками.

Учитывались требования СНиП [2] по анкеровке продольных стержней периодического профиля которая составила $20d$.

Расчеты проведены с применением 2-х программных комплексов конечно-элементного анализа ANSYS и Лира 9.2 с учетом физической нелинейности бетона и материала замоноличивания скважин.

Анализ проведенных численных испытаний показал, что полимерраствор на основе эпоксидной и полиэфирной смол обеспечивает монолитность соединения. При достаточной длине анкеровки, когда разрушение наиболее вероятно наступит в арматуре, деформативность такого стыка выше, чем у традиционных. Необходимо отметить, что при увеличении толщины шва полимерраствора t_k и при сокращения расстояния s между анкерами, деформативность стыка растет.

С учетом полученных результатов, на основании проведенных натурных испытаний фрагмента сборно-монолитного каркаса, сечением колонн 600×200 мм, со штепсельными стыками на горизонтальные нагрузки были получены данные о податливости стыка (см. рис.3).

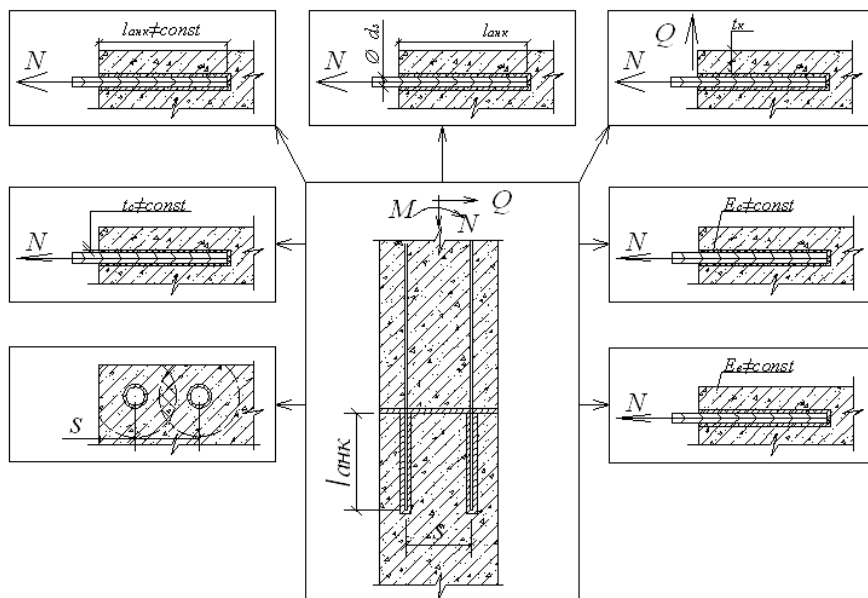


Рис.2. Программа численного эксперимента

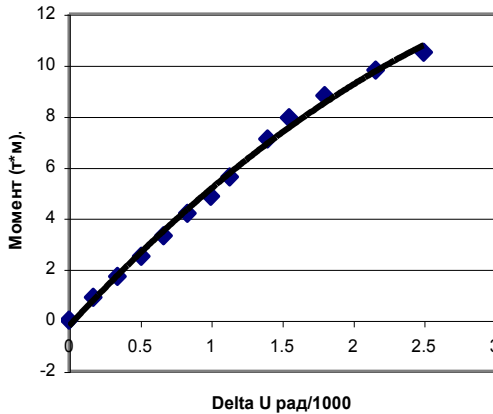


Рис.3. График податливости штепсельного стыка

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Матков Н.Г. Сопротивление сталеполимербетонных конструкций и их стыков. М. Воентехлит. 1999, с. 164.
2. СП 52-101-2003. Свод правил по проектированию и строительству. "Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры". М. ГУП НИИЖБ, 2004.
3. Пособие по проектированию анкерных болтов для крепления строительных конструкций (к СНиП 2 09 03). ЦНИИПромзданий., М., 1993, с 105

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ АРМИРОВАННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ОСЛАБЛЕННЫМИ СЕЧЕНИЯМИ

Т. Н. Христофорова, В. Ю. Щуко, С.И.Рощина
г. Владимир, ВлГУ

Влияние пороков древесины на работу армированных деревянных конструкций изучено недостаточно. С целью выявления особенностей напряженно-деформированного состояния и характера разрушения деревянных балок с ослабленными сечениями и перехода таких балок в предельное состояние, были проведены экспериментальные исследования во Владимирском Государственном Университете на кафедре строительных конструкций. Было изготовлено и испытано три серии балок. балки

изготавливались из древесины 1,2,3, сортов. Первая серия балок была без арматуры, в двух других сериях балок армирование осуществлялось арматурными стержнями класса АШ, которые вклеивались в пазы прямоугольного сечения, с помощью эпоксидно-песчаного компаунда.

1. I серия: неармированные балки изготовленные из древесины 1, 2, 3 сорта, с высотой сечения 115, 105, 95мм, что составляет 1/16, 1/17 и 1/19 от L, где L – пролет балки.

2. II серия: армированные балки ($\mu = 0,027$) изготовленные также из древесины 1, 2, 3 сорта, с высотой сечения 115, 105, 95мм.

3. III серия: армированные балки ($\mu = 0,042$) из древесины 1, 2, 3 сорта, с высотой сечения 115, 105, 95 мм, (где $\mu = F_a/bh$ – коэффициент армирования, F_a – площадь арматуры, b и h – соответственно ширина и высота сечения балки).

В табл. 1. приведена маркировка испытанных балок и основные результаты эксперимента.

Таблица 1.

Основные результаты экспериментально-теоретических исследований балок

| № п/п | Серии балок | Размер сечения | Расчетная Нагрузка, кН | Прогибы теоретические, мм | Прогибы, мм |
|-------|-------------|--------------------|------------------------|---------------------------|--------------|
| | | h, мм (при b=30мм) | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | Б I-1(1) | 115,0 | 2,975 | 0,5445 | 0,6378(26%) |
| 2 | Б I-2(3) | 105,0 | 1,64 | 0,4091 | 0,2935(-39%) |
| 3 | Б I-3(2) | 95,0 | 2,25 | 0,7397 | 0,5844(-27%) |
| 4 | Б II- 1(2) | 115,0 | 7,05 | 0,6479 | 1,0266(56%) |
| 5 | БII – 2(1) | 105,0 | 6,29 | 0,7222 | 1,8081(150%) |
| 6 | БII – 3(3) | 95,0 | 3,89 | 0,5482 | 0,9558(74%) |
| 7 | Б III- 1(3) | 115,0 | 7,18 | 0,4641 | 0,877(89%) |
| 8 | Б III- 2(2) | 105,0 | 6,59 | 0,5493 | 0,9373(71%) |
| 9 | Б III- 3(1) | 95,0 | 5,75 | 0,6061 | 1,1562(91%) |

Примечание. В скобках указано %-ное соотношение экспериментальных значений к теоретическим.

Были проведены и численные исследования балок с ослабленным сечением, с использованием ПК «COSMOS/M», результаты сравнения

работы трех серий балок показали достаточно хорошую сходимость с экспериментальными результатами и инженерными методами расчета, в пределах 5% (см. табл. 2) .

В табл. 3 приведены результаты при соотношении разрушающих нагрузок неармированных и армированных балок, с естественным ослаблением. В числителе указано соотношение нагрузок при одинаковой h , но различных C и μ , а в знаменателе соотношение нагрузок при одинаковом C , но различных h и μ . Соотношения приведено через запятую: первое число соотношение армированных, $\checkmark 8AIII$ к неармированным, а второе армированных, $\checkmark 10AIII$ к неармированным балкам.

В армированных балках расчетная нагрузка увеличивается в 2 раза, а в балках с древесиной 2и3 сорта практически до 3 раз (Табл.2.,3). Армирование повышает и надежность конструкций: значение разрушающей нагрузки увеличивается от 1,88 – 3,08 раза (Табл.3.).

Экспериментально подтверждено, что армирование снижает влияние естественных пороков и ослаблений древесины и дает возможность использования древесины 3 сорта, без увеличения поперечного сечения и снижения нагрузок на конструкцию. Армированные балки, с использованием древесины 3 сорта, обладают более высокими показателями по сравнению с неармированными балками, изготовленными из древесины 2 сорта, например: разрушающая нагрузка $B I - 3(2)$ в 2,24 раза больше (табл.3.) разрушающей нагрузки $B I I - 3(3)$. Этот доказанный факт позволяет эффективно использовать в армированных балках древесину 3 сорта и дает возможность сократить расход древесины и снизить стоимость несущих конструкций.

Таблица 2.

Сравнение результатов исследований балок

| № п/п | Балки | Показатели | Прогибы, мм | Модуль упруг. $E \times 10^5$ |
|-------|----------------|-------------|-------------|-------------------------------|
| | Неармированные | Теория | 0,5442 | 1,0 |
| | | ПК COSMOS | 0,5477 | 1,0 |
| | | Эксперимент | 0,5052 | 0,997 |
| | Армированныемм | Теория | 0,578 | 1,0 |
| | | ПК COSMOS | 1,1876 | 1,0 |
| | | Эксперимент | 1,2635 | 0,971 |
| | Армированныемм | Теория | 0,5436 | 1,0 |
| | | ПК COSMOS | 1,0863 | 1,0 |
| | | Теория | 0,9902 | 0,987 |

Таблица 3

Соотношение нагрузок

| Тип балок | Расчетная нагрузка, кН | Разрушающая нагрузка, кН | Соотношение разруш. нагрузок, кН |
|--|------------------------|------------------------------|--|
| неармированные, с естественным ослаблением | | | |
| Б I-1(1) | 4,93 | $\frac{8,0^*}{7,86}$ (1%)** | $\frac{2,0;2,63^{***}}{1,98;1,88^{***}}$ |
| Б I-3(2) | 2,02 | $\frac{5,8}{5,99}$ (3%) | $\frac{2,24;2,59}{2,76;2,76}$ |
| Б I-2(3) | 3,63 | $\frac{5,2}{4,33}$ (20%) | $\frac{3,04;3,08}{2,5;4,04}$ |
| Армированные, $d_a = 8\text{мм}$ | | | |
| Б II- 1(2) | 4,3 | $\frac{16,0}{16,56}$ (3,5%) | - |
| Б II – 2(1) | 5,27 | $\frac{15,8}{15,9}$ (1%) | - |
| Б II – 3(3) | 3,21 | $\frac{13,0}{15,1}$ (16%) | - |
| Армированные, $d_a = 10\text{мм}$ | | | |
| Б III- 1(3) | 5,85 | $\frac{21,0}{19,2}$ (9%) | - |
| Б III- 2(2) | 5,07 | $\frac{16,0}{18,73}$ (17%) | - |
| Б III- 3(1) | 5,59 | $\frac{15,0}{17,66}$ (17,5%) | - |

*- в числителе экспериментальное значение, в знаменателе теоретическое значение разрушающей нагрузки;

** - в скобках %-ное соотношение экспериментального значения разрушающей нагрузки к теоретическому.

На рис. 1. приведена зависимость прогибов балок с ослабленным сечением от изменения нагрузки:

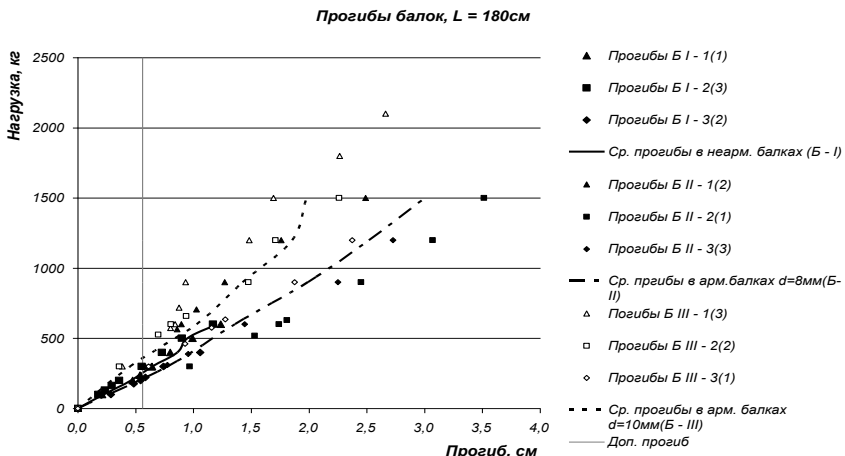


Рис. 1. Зависимость прогибов армированных и неармированных балок

При этом, сравнивая прогибы балок без армирования и с армированием, заметим:

1. прогибы армированной балки из древесины 2 сорта, высотой сечения 115см [Б II – 1(2)] при нагрузке, равной 300кг меньше на 6%, чем прогибы неармированной балки из древесины 3 сорта, высотой сечения 105см [Б I – 2(3)] и на 10% меньше, чем прогибы неармированной балки из древесины 1 сорта, с высотой сечения 115см [Б I – 1(1)]. А при нагрузке 600кг эта разница возрастает до 31% при сравнении с балкой Б I – 2(3) и до 38% при сравнении с балкой Б I – 1(1).

2. прогибы другой армированной балки из древесины 3 сорта и высотой сечения 95см [Б II – 3(3)] совпадают с прогибами неармированной балки из древесины 2 сорта и высотой сечения h = 95см [Б I – 3(2)], причем вплоть до разрушения Б I – 3(2).

3. в результате испытаний III серии армированных балок, с коэффициентом армирования равным 0,042 – прогибы балки из древесины 3 сорта и высотой сечения 115см [Б III – 1(3)] значительно меньше, чем прогибы в неармированных балках: при нагрузке 300кг на 90%, чем у Б I – 3(2) и на 65% меньше, чем у Б I – 1(1). Прогибы балки из древесины 2 сорта и высотой сечения 105см [Б III – 2(2)] при нагрузке 300кг на 80% меньше, чем у Б I – 1(1) и на 107%, чем у Б I – 3(2), а при нагрузке 600кг разница с

прогибами Б I – 1(1) составляет 54%.

Качество клееных деревянных конструкций определяется в основном их надежностью и долговечностью. Эти показатели повышаются при армировании конструкций, благодаря уменьшению влияния естественных пороков и ослаблений древесины, а также разгрузке наиболее напряженных зон в результате длительной эксплуатации, вследствие перераспределения усилий между арматурой и древесиной.

В армированных балках расчетная нагрузка увеличивается в 2 раза, а в балках с древесиной 2и3 сорта до 3 раз [табл. 1,3]. При этом армирование повышает и надежность конструкций: значение разрушающей нагрузки увеличивается в 2 – 2,5 раза [табл. 1,3].

Армирование позволяет уменьшить высоту и ширину сечения при одинаковой несущей способности в сравнении с неармированными деревянными балками. Армированные деревянные балки с относительной высотой сечения от 1/17 до 1/25 и $\mu = 0,015 \dots 0,032$ обладают высокой прочностью и жесткостью.

Армированные балки с древесиной 3 сорта обладают высокими показателями по сравнению с неармированными балками 2 сорта, что позволяет эффективно использовать более низкосортную древесину.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ МЕЖДУЭТАЖНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ ЗДАНИЯ БАНКА

И.В. Пешнина

г. Киров, Вятский государственный университет

Применение железобетонных конструкций при строительстве зданий и сооружений различного назначения в настоящее время является массовым.

Долгие годы монолитные железобетонные конструкции применялись только при проектировании уникальных зданий и сооружений и в условиях реконструкции.

В наши дни наблюдается повышенный интерес к внедрению монолитного железобетона в массовое гражданское и промышленное строительство. В ряде регионов монолитные конструкции применяются достаточно широко. Весьма актуальными становятся вопросы совершенствования расчетов и конструирования.

В Кировской области использование монолитного железобетона пока не стало массовым, но и здесь имеются примеры эффективного его применения. Рационально использован монолитный железобетон при проектировании здания банка, построенного в городе Кирове в 90-х годах.

Сложное объемно-планировочное решение потребовало от разработчиков нестандартного конструктивного решения и использования монолитного железобетона.

Здание запроектировано трехэтажным без подвала. В плане, состоящем из пересекающихся прямоугольной и круглой частей. В круглой части размещена конструкция винтовой лестницы, освещенной верхним светом через окна в барабане купола. Опорами лестницы служат колонны круглой части, поддерживающие купол.

Диаметр круглой части здания в уровне первого этажа имеет меньшие по сравнению со вторым и третьим этажами размеры. Стены второго и третьего этажей опираются на часть междуэтажного перекрытия выступающую консолью.

Нагрузка от стен второго, третьего этажей и междуэтажных перекрытий круглой части воспринимается перекрытием над первым этажом и передается на несущие стены и колонны.

Для восприятия и передачи значительных сосредоточенных нагрузок с консольной части перекрытия в круглой части здания устроено монолитное железобетонное междуэтажное перекрытие балочного типа.

В плане перекрытие представляет собой систему перекрещивающихся радиальных и кольцевых балок. При проектировании особое внимание уделено требованию эстетичности конструкции. При назначении шагов балок были учтены особенности объемно-планировочного решения здания.

Кольцевые балки запроектированы по круговым осям I, II, III, IV.

Радиальные балки разделили круг на семь секторов и 28 дуг равных длин.

Радиальные балки предусмотрены с переменным шагом от 0,67 до 2,83 м, с консольным свесом 1300 мм и опиранием на кольцевые балки и стены первого этажа.

На этапе эскизного проектирования произведен предварительный расчет радиальной балки для назначения размеров поперечных сечений с учетом действующих нагрузок, в т.ч. от стен второго и третьего этажей, междуэтажных перекрытий и покрытия, временных нагрузок.

Нормативные и расчетные нагрузки на междуэтажное перекрытие определены в соответствии с требованиями норм проектирования, с учетом осуществляемого в здании технологического процесса.

Высоты сечений балок приняты из условия рационального армирования и не менее рекомендуемых нормами проектирования: радиальных – 300х300(h) в осях I-II; 500х600(h) мм в осях II-IV, кольцевых - 300(380)х500(h) и 500х500 мм. Толщина несущей монолитной железобетонной плиты принята из условия экономичного армирования 80 мм.

Для монолитного железобетонного перекрытия использованы бетон класса В20 и арматура классов А-III, Вр-I.

Статический расчет балок междуэтажного перекрытия произведен на персональном компьютере по программе «СТАТИКА», разработанной на кафедре строительных конструкций Вятского государственного университета, для всех возможных вариантов загрузки. При расчете учтены различные способы сопряжения кольцевых и радиальных балок.

Для уточнения действующих в системе балок усилий и учета совместной работы отдельных конструктивных элементов, а также для определения крутящих моментов в кольцевых балках произведен расчет фрагмента перекрытия.

Рассматриваемый сектор включал пять радиальных и три кольцевых балки и ограничивался по внутреннему краю кольцевой балкой опирающейся на две стальные колонны.

Расчет фрагмента перекрытия осуществлялся также по программе «Перекрестная балочная система». В качестве расчетной приняты идеализированные схемы фрагмента перекрестных балок при различных условиях опирания радиальных балок. Закрепление концов фрагментов кольцевых балок в оставшейся части перекрытия было принято жестким.

При проведении статического расчета влияние монолитной плиты на соотношение и величину усилий в балках не учитывалось ввиду того, что данная программа способна учитывать только влияние плит прямоугольного очертания. В результате расчета были получены значения изгибающих моментов, поперечных сил и крутящих моментов в узловых точках балок.

Конструктивный расчет балок произведен в соответствии с требованиями норм проектирования на максимально возможные усилия: радиальных балок - на изгиб, кольцевых - на изгиб с кручением.

Конструирование монолитного железобетонного перекрытия осуществлено с учетом необходимости восприятия возникающего в кольцевых балках значительного крутящего момента.

Для кольцевой балки сечением 500x500 мм было принято армирование арматурой 8 \varnothing 32АШ в верхней зоне, 4 \varnothing 32АШ – в нижней.

С учетом кручения поперечное армирование принято замкнутыми внутренними хомутами \varnothing 10АШ с шагом 200 мм и наружными \varnothing 12АШ с шагом 100мм.

Кольцевые балки шириной 300(380) мм и высотой 500 мм сконструированы с продольным симметричным армированием 2 \varnothing 20 АШ в верхней и нижней зонах. Поперечное армирование принято замкнутыми хомутами \varnothing 12 АШ с шагом 100 мм.

Радиальная балка имеет переменное сечение с изменением армирования по длине. Размеры сечения 300x300 мм и 500x600(h) мм. В верхней зоне

сечения балки предусмотрена арматура $4 \varnothing 32\text{АШ}$ и $8 \varnothing 32\text{АШ}$, в нижней зоне – $4 \varnothing 25\text{АШ}$ или $2 \varnothing 12 \text{ АШ}$ и $2 \varnothing 18 \text{ АШ}$ соответственно.

Поперечное армирование балки назначено $4 \varnothing 10 \text{ АШ}$ и $2 \varnothing 6\text{АШ}$ соответственно с шагом 150 мм у опор и 300 мм в середине пролетов.

Индивидуальное конструктивное решение разработано в соответствии с требованиями норм проектирования и по материалоемкости значительно рациональнее варианта с применением сборных железобетонных конструкций. Таким образом, только применение монолитного железобетона для междуэтажного перекрытия в здании банка позволило реализовать интересную архитектурную идею.

Поскольку эффективно использовать монолитный железобетон можно и в массовом гражданском и промышленном строительстве, следует разработать рациональные габаритные схемы и конструктивные решения для широкого внедрения.

СРАВНЕНИЕ ПОДХОДОВ К РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО СНИП 2.03.01-84* И СП 52-101-2003.

А.Н. Седов

Казанский Государственный архитектурно-строительный университет

В настоящее время весь пакет нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций [1, 2, 3] вышел в свет и поэтому представляет интерес сравнить подходы по расчету по отмененному СНиП 2.03.01-84* и новому СП 52-101-2003. Такая работа была выполнена магистрантами гр. 03М2(06) специализирующаяся по кафедре железобетонных и каменных конструкций КГАСУ под руководством профессора Соколова Б.С. Для удобства основные отличия приведены в табличной форме.

| | СНиП 2.03.01-84* | СП 52-101-2003 |
|----|--|---|
| 1. | СП 52-101-2003 разработан только для тяжелого бетона, отсутствуют классы В3,5; В5; В7,5. | |
| 2. | Арматура классов А-I, А-II, А-III заменена на А200, А300, А400, А500. | |
| 3. | Значение относительной высоты сжатой зоны ξ_R определяется по формуле | Значение относительной высоты сжатой зоны ξ_R определяется по формуле |

| | |
|---|---|
| $\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$ <p>где ω — характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формуле $\omega = \alpha - 0,008 R_b$, здесь α — коэффициент, принимаемый равным для тяжелого бетона 0,85 $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа — при использовании коэффициента условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$; $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа — при использовании коэффициента $\gamma_{b2} = 1,0$ или $\gamma_{b2} = 1,1$; Значения ξ_R и α_R зависят от класса бетона.</p> | $\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}},$ <p>где $\varepsilon_{s,el}$ - относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s, $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}$; $\varepsilon_{b,ult}$ - относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b, принимаемая равной 0,0035. Значения ξ_R и α_R не зависят от класса бетона.</p> |
| 4. | В СП 52-101-2003 представлена методика расчета бетонных и железобетонных элементов по деформационной модели. Отсутствует пример расчета бетонных и железобетонных элементов по деформационной модели. |
| 5. | В СП 52-101-2003 отсутствует расчет на отрыв, расчет закладных деталей, расчет стыков сборных колонн, расчет бетонных шпонок. |
| 6. | Различные формулы для определения длины анкеровки арматуры. |
| Расчет по нормальным сечениям. | |
| 7. | Методика расчёта изгибаемых элементов по предельным усилиям практически не отличается, отличие лишь в формулах при определении площади сечения арматуры. |
| 8. | <p>Площади сечений растянутой A_s и сжатой A'_s арматуры, соответствующие минимуму их суммы, для элементов из бетона класса В30 и ниже рекомендуется определять, если по расчету требуется сжатая арматура, по формулам:</p> $A'_s = \frac{M - 0,4 R_b b h_0^2}{R_{sc} (d_0 - a')};$ <p>Площади сечений растянутой A_s и сжатой A'_s арматуры, соответствующие минимуму их суммы, если по расчету требуется сжатая арматура, определяют по формулам:</p> $A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (d_0 - a')};$ |

| | | |
|----|--|--|
| | $A_s = \frac{0,55 R_b b h_0}{R_s} + A'_s.$ | $A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0}{R_s} + A'_s.$ |
| | Расчет по наклонным сечениям. | |
| 9. | При расчете по СП 52-101-2003 отсутствует коэффициент, учитывающего наличие сжатых полок в тавровых и двутавровых изгибаемых элементов. | |
| 10 | Значение коэффициента φ_{b2} , учитывающего вид бетона, уменьшено для тяжелого бетона с 2 до 1,5. | |
| 11 | При расчете по наклонной полосе между наклонными трещинами в СП 52-101-2003 отсутствует коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси. | |
| 12 | При вычислении усилий в поперечной арматуре Q_{sw} введен дополнительный коэффициент 0.75. | |
| 13 | Максимальное значение длины проекции поперечной силы в наклонном сечении s изменено с $2 / \varphi_{b2} h_0$ до $3h_0$. | |
| 14 | Изменены числовые коэффициенты при вычислении требуемой интенсивности хомутов. | |
| | Расчет внецентренно сжатых элементов. | |
| 15 | <p>N_{cr} — условная критическая сила, определяемая по формулам:</p> <p>для элементов любой формы сечения</p> $N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right];$ <p>для элементов прямоугольного сечения</p> $N_{cr} = \frac{1,6E_b b h}{\varphi_l / h^2} \left[\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right] + \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2$ | <p>N_{cr} — условная критическая сила, определяемая по формулам:</p> $N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2},$ <p>где D - жесткость железобетонного элемента в предельной стадии, определяемая по формулам:</p> <p>для элементов любой формы сечения</p> $D = \frac{0,15E_b I}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} + 0,7E_s I_s;$ <p>для элементов прямоугольного сечения</p> $D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} + 0,175 \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right]$ |
| 16 | минимальное значение коэффициента $\delta_e = \frac{e_0}{h}$ определяется по формуле | минимальное значение коэффициента $\delta_e = \frac{e_0}{h}$ равно 0,15. |

| | | |
|----|---|--|
| | $\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b.$ | |
| 15 | В СП 52-101-2003 отсутствует учет косвенного армирования. | |
| | Расчет по раскрытию трещин. | |
| 17 | В СП 52-101-2003 изменены числовые значения коэффициента γ при определении W_{pl} . | |
| 18 | <p>Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, следует определять по формуле</p> $a_{crc} = \delta \varphi_1 h \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\bar{\mu})^3 \sqrt{d}.$ | <p>Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, следует определять по формуле</p> $a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s.$ |
| 19 | Различные формулы для определения напряжений в растянутой арматуре σ_s . | |
| 20 | Отсутствует расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси. | |
| | Расчет по деформациям. | |
| 21 | В расчете по деформациям в СП 52-101-2003 за основу принята деформационная модель, включающая уравнения равновесия, гипотезу плоских сечений и полные диаграммы состояния арматуры и бетона, учитывающие как упругую, так и не упругую работу материалов. | |

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России, 2003.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России, 2003.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.- М.: ОАО «ЦНИИПромзданий, 2005. – 214 с.
4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996.

5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84*). – М.: ЦИТП, 1986.

К ОПРЕДЕЛЕНИЮ ПРЕДЕЛА ОГНЕСТОЙКОСТИ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЗЛОВЫМИ СОЕДИНЕНИЯМИ НА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЗУБЧАТЫХ ПЛАСТИНАХ (МЗП)

В.Г. Котлов, Б.Ю. Петухов

Йошкар-Ола, Марийский государственный технический университет

Деревянные конструкции с соединениями на металлических зубчатых пластинах нашли довольно широкое применение в народном хозяйстве и жилищном строительстве.

Самые главные достоинства этого вида соединения: простота в изготовлении, высокая индустриальность, быстрота возведения конструкций, экономия дерева, возможность изготовления разных по архитектурным формам конструкций ферм и большепролетных покрытий.

Однако кроме явных достоинств и неоспоримых преимуществ в технологии и экономике строительства конструкции с узловыми соединениями на МЗП имеют низкий предел огнестойкости по сравнению с массивными сплошными деревянными конструкциями. Это связано с тем, что металл, являясь проводником тепла, снижает предел огнестойкости деревянных конструкций и быстрее теряет свою прочность. В связи с этим металлические соединительные детали, теряя свою несущую способность, приводят к преждевременному разрушению всей конструкции.

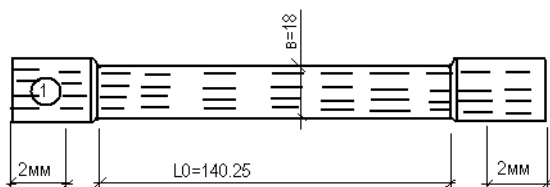
Основной целью данной работы является определение предела огнестойкости конструкций с узловыми соединениями на МЗП, который является важнейшим показателем безопасности жизни людей, возможностью эвакуации их из здания, временем, в течении которого возможно тушение пожара без разрушения конструкции.

Также важно определение влияния различных факторов на предел огнестойкости деревянных конструкций с узловыми соединениями на МЗП: нагрузки, влажности, температурного и огневого воздействия по значению и направлению, защитных покрытий и обработки от возгорания. Учет всех этих факторов даст достоверную информацию для определения предела огнестойкости и, следовательно, огнестойкости самой конструкции.

Наиболее опасными в пожарном отношении элементами деревянных конструкций на МЗП являются металлические зубчатые пластины.

Следовательно, необходимо определить механические характеристики МЗП (прочность, пластичность, упругость, твердость), как подверженных, так и не подверженных воздействию огня, а затем сравнить.

МЗП предварительно подвергаются открытому воздействию огня (+800 С). Затем изготавливаются стандартные образцы, замеряются сечения средней части и расчетная длина между установленными от торцов образца на расстоянии ~2 см метками. Для предотвращения влияния захватов на разрыв образца делается сужение ширины пластины в пределах расчетной длины. Все образцы следует пронумеровать.



Образцы МЗП испытываются на разрывной машине, определяется для каждого из них максимальная сила, которую выдерживает образец, т.е. разрывная сила. Затем производят замеры сечения шейки и расчетной длины после разрыва.

Определяется временное сопротивление $\sigma_{вр}$ – условное напряжение, равное отношению максимальной силы, которую

выдерживает образец, к первоначальной площади его поперечного сечения. При достижении временного сопротивления (предела прочности) на растягиваемом образце образуется местное сужение – шейка, т.е. начинается разрушение образца. После обработки полученных данных установлено, что средний предел прочности подвергнутых воздействию огня образцов МЗП $\sigma_{вр.ср}$ ниже среднего предела прочности не подвергнутых воздействию огня металлических зубчатых пластин на 8-37%.

Степень пластичности материала может быть охарактеризован (в процентах) остаточным относительным удлинением δ и остаточным относительным сужением шейки ψ образца после разрыва:

$$\delta = [(l_1 - l_0)/l_0] * 100\%;$$
$$\psi = [(A_0 - A_{ш})/A_0] * 100\%,$$

где l_0 – первоначальная длина образца;

l_1 – длина образца после разрыва;

A_0 – первоначальная площадь поперечного сечения образца;

$A_{ш}$ – площадь наименьшего поперечного сечения шейки образца после разрыва.

Чем больше δ и ψ , тем пластичнее материал.

По полученным данным δ и ψ для подверженные воздействию огня МЗП на 20-50% пластичнее не подверженных воздействию огня МЗП.

Металлические соединительные детали деревянных конструкций должны иметь защиту от огня, обеспечивающую требуемый предел огнестойкости конструкций [1].

Таблица. Результаты испытаний на растяжение МЗП

| № обр. п/п | в | в ₁ мм | t мм | t ₁ мм | δ | l ₀ мм | l ₁ мм | ψ | R _{раз} кг*с | σ _{вр.} Мпа |
|---|-------|----------------------|---------|----------------------|--------------------------|----------------------|----------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------------|
| подвергнутые воздействию огня t=25 мин | | | | | | | | | | |
| 1 | 18 | 12 | 1,3 | 0,8 | 0,59 | 140,25 | 149,4 | 0,065 | 484 | 206,8 |
| 2 | 16,7 | 14,3 | 1,3 | 0,9 | 0,407 | 140,15 | 152,9 | 0,091 | 600 | 276,4 |
| 3 | 16,05 | 14,55 | 1,3 | 0,9 | 0,372 | 101,45 | 110,5 | 0,089 | 524 | 251,1 |
| 5 | 16,05 | 14,4 | 1,3 | 0,9 | 0,379 | 106,7 | 112,8 | 0,057 | 534 | 255,9 |
| 6 | 17,7 | 11,3 | 1,3 | 0,85 | 0,583 | 134,55 | 142,7 | 0,061 | 568 | 246,8 |
| 10 | 16,7 | 12 | 1,25 | 0,9 | 0,483 | 108 | 116,7 | 0,081 | 500 | 239,5 |
| | | | | | δ _{ср.} = 0,469 | | | ψ _{ср.} = 0,074 | | σ _{вр.ср.} = 246,08 |
| подвергнутые воздействию огня t = 10мин | | | | | | | | | | |
| 4 | 16,85 | 12,95 | 1,2 | 0,9 | 0,423 | 100,9 | 110,5 | 0,095 | 772 | 381,8 |
| 7 | 13,8 | 11,3 | 1,2 | 0,85 | 0,42 | 104,1 | 108,1 | 0,038 | 634 | 382,9 |
| 8 | 16,55 | 14,55 | 1,3 | 0,85 | 0,425 | 110,7 | 114,55 | 0,035 | 816 | 379,3 |
| 12 | 16,4 | 15,85 | 1,15 | 0,9 | 0,244 | 103,45 | 105,8 | 0,023 | 652 | 345,7 |
| 13 | 16,15 | 14,55 | 1,2 | 0,9 | 0,333 | 102,8 | 105 | 0,021 | 626 | 323 |
| | | | | | δ _{ср.} = 0,369 | | | ψ _{ср.} = 0,042 | | σ _{вр.ср.} =362,54 |
| не подвергнутые воздействию огня | | | | | | | | | | |
| 14 | 17,05 | 13,95 | 1,15 | 1 | 0,289 | 121,8 | 129,9 | 0,066 | 832 | 424,3 |
| 15 | 18,4 | 16,65 | 1,15 | 1 | 0,213 | 123,6 | 121,8 | 0,015 | 752 | 355,4 |
| 16 | 16,2 | 14,75 | 1,15 | 1 | 0,208 | 122,2 | 125,9 | 0,03 | 752 | 403,7 |
| 17 | 16,15 | 15,2 | 1,2 | 1 | 0,216 | 122,4 | 126,65 | 0,035 | 768 | 396,3 |
| | | | | | δ _{ср.} = 0,232 | | | ψ _{ср.} = 0,037 | | σ _{вр.ср.} = 394,9 |

В соответствии с «Рекомендациями по проектированию и изготовлению дощатых конструкций с соединениями на МЗП»[2] при использовании дощатых конструкций на МЗП в зданиях 1А категории огнестойкости следует предусмотреть защиту МЗП от непосредственного воздействия огня, например, с помощью деревянных накладок толщиной 20 мм.

Литература

1. Пособие по определению пределов огнестойкости конструкций, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов(к СНиП 2-2-80)
2. Рекомендации по проектированию и изготовлению дощатых конструкций с соединениями на МЗП. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М., 1983, с.40.

Применение Excel при расчете деревянного прогона

С.Л. Машинова

Йошкар-Ола, Марийский государственный технический университет

Деревянные прогоны могут иметь различную расчётную схему (однопролётная балка, многопролётная неразрезная балка) и быть разнообразных конструктивных решений (цельного сечения, консольно-балочные, спаренные неразрезные, с подбалками, подкосами и т.д.). Но всех их объединяет однотипность расчётов, целью которых является подбор наиболее экономичного сечения прогона. Прогоны работают как изгибаемые одно- или многопролётные балки при действующей равномерно распределённой вертикальной нагрузке. Расчёт обычно начинается с назначения размеров сечения прогона, затем производится проверка прогона по прочности и по деформативности (относительным прогибам). Если условие прочности или деформативности не выполняется, то размеры сечения корректируются, и снова производится расчёт. Таким образом можно рассчитать несколько вариантов параметров сечения и выбрать из них наиболее подходящий. Но сколько вариантов сечений можно просчитать? Максимально – сколько вариантов размеров содержится в сортаменте пиломатериалов, а реально – пока у расчётчика хватит терпения и желания. Можно написать программу оптимизации сечения прогона на компьютере, если знаешь язык программирования и знаком с методами оптимизации. А проще всего воспользоваться

возможностями поиска оптимального решения, заложенными в Excel.

Электронные таблицы Excel – удобное средство, с помощью которого можно выполнять самые разнообразные вычисления, легко и быстро решать современные инженерные задачи. Заложенные в Excel возможности и без специальных навыков позволяют создавать достаточно сложные приложения. Строение электронных таблиц не представляет особой сложности, что позволяет легко научиться с ними работать.

Основным достоинством электронных таблиц является возможность автоматического пересчёта: при любом изменении значения или формулы электронная таблица выполняет пересчёт всех остальных ячеек. Любую обнаруженную ошибку в Excel можно легко исправить, не пересчитывая при этом все остальные значения вручную. Excel также используют для исследования влияния, вызванного изменением одного из значений, на остальную часть электронной таблицы.

С помощью Excel можно решить широкий круг задач, для которых раньше составлялись компьютерные программы. Требуется время для написания программы и составления на основании полученных результатов отчёта. А предоставляемые Excel удобства использования и выведения на печать результатов в конечном виде способствуют значительному сокращению времени, требуемого для решения задачи с помощью электронных таблиц по сравнению с общепринятыми методами программирования.

Учитывая всё это, Excel как нельзя лучше подходит для различных инженерных расчетов, требующих использования численных методов. Одним из таких методов является поиск оптимальных решений.

Для примера рассмотрим конкретную задачу подбора оптимального сечения многопролётного деревянного прогона прямоугольного сечения, работающего по равнопрогибной схеме.

Таблица 1. Лист Excel с исходными данными и расчётными формулами

| | A | B | C | D | E |
|-----------|--|--------------|--------------------------------------|---------------------|----------|
| 1 | Расчет деревянного неразрезного прогона по равнопрогибной схеме | | | | |
| 2 | <i>Исходные данные:</i> | | | | |
| 3 | Нормативная нагрузка | $q^H =$ | 220 | кгс/м | |
| 4 | Расчётная нагрузка | $q =$ | 250 | кгс/м | |
| 5 | Расч. сопрот. древесины изгибу | $R_u =$ | 130 | кгс/см ² | |
| 6 | Модуль упругости древесины | $E =$ | 100000 | кгс/см ² | |
| 7 | Предельный относит. прогиб | $[f/l] =$ | 0,004 | | |
| 8 | Пролёт прогона | $l =$ | 5 | м | |
| 9 | <i>Ограничения по размерам сечения прогона:</i> | | | | |
| 10 | Максимальный размер высоты | $h_{max} =$ | 250 | мм | |
| 11 | Максимальный размер ширины | $b_{max} =$ | 250 | мм | |
| 12 | Минимальный размер высоты | $h_{min} =$ | 50 | мм | |
| 13 | Минимальный размер ширины | $b_{min} =$ | 50 | мм | |
| 14 | Соотношение высоты и ширины | $h/b \leq$ | 2 | | |
| 15 | <i>Оптимизируемые размеры сечения прогона:</i> | | | | |
| 16 | -высота | $h =$ | 50 | мм | |
| 17 | -ширина | $b =$ | 50 | мм | |
| 18 | <i>Целевая функция:</i> | | | | |
| 20 | Объём пиломатериалов | $V =$ | $=C8*C16*0,001*C17*0,001$ | м ³ | |
| 21 | | | | | |
| 22 | <i>Вспомогательные вычисления:</i> | | | | |
| 23 | Момент сопротивления сечения | $W =$ | $=C17*C16^2/6*0,1*0,1*0,1$ | см ³ | |
| 24 | Момент инерции сечения | $J =$ | $=C17*C16^3/12*0,1^4$ | см ⁴ | |
| 25 | Изгибающий момент | $M_u =$ | $=C4*C8^2/16$ | кгс·м | |
| 26 | Нормальное напряжение изгиба | $\sigma_u =$ | $=C25*100/C23$ | кгс/см ² | |
| 27 | Относительный прогиб | $f/l =$ | $=2/384*C3^3*0,01/C6*C8^3*100^3/C24$ | | |
| 28 | Соотношение высоты и ширины | $h/b =$ | $=C16/C17$ | | |
| 29 | <i>Ограничения:</i> | | | | |
| 30 | Проверка на прочность, кгс/см ² | $\sigma_u =$ | $=C26$ | $\leq R_u =$ | $=C5$ |
| 31 | Проверка по деформациям | $f/l =$ | $=C27$ | $\leq [f/l] =$ | $=C7$ |
| 32 | | h, b | – целые | | |

Пусть требуется подобрать размеры сечения прогона $h \times b$, на изготовление которого требуется минимальный расход древесины, при следующих исходных данных: пролёт прогона $l = 5$ м, нормативная нагрузка $q^H = 220$ кгс/м, расчётная нагрузка $q = 250$ кгс/м, расчётное сопротивление древесины изгибу $R_u = 130$ кгс/см², модуль упругости древесины $E = 100000$ кгс/см², предельный относительный прогиб $[f/l] = 1/250$.

При расчёте прогона используются следующие формулы:

- объём пиломатериалов $V = l h b$;
- момент сопротивления сечения $W = b h^2 / 6$;
- момент инерции сечения $J = b h^3 / 12$;
- изгибающий момент $M_u = q l^2 / 16$;
- нормальное напряжение $\sigma_u = M_u / W$;
- относительный прогиб $f / l = (2 / 384) \cdot (q^u l^3) /$

$(E J)$.

На размеры сечения накладываем ограничения как по минимальному размеру, так и по максимальному. Для цельного сечения это размеры по сортаменту 50 мм и 250 мм соответственно. Соотношение высоты и ширины сечения обычно принимается не более двух. Кроме того, размеры, задаваемые в миллиметрах, должны быть целыми положительными числами.

Расчёт прогона производится:

1) *по прочности* – нормальное напряжение изгиба не должно превышать расчётного сопротивления древесины изгибу $\sigma_u \leq R_u$;

2) *по прогибам* – относительный прогиб не должен превышать предельного значения $f / l \leq [f / l]$. Эти условия также являются ограничениями при оптимизации сечения прогона.

Вводим в ячейки листа рабочей книги Excel информацию и соответствующие формулы (табл. 1).

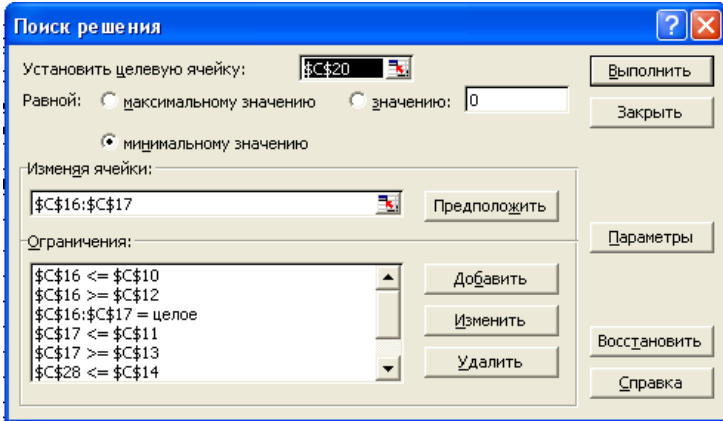


Рис. 1

Выделяем ячейку C20, в которой вычисляется целевая функция, и вызываем команду меню «Сервис/ Поиск решения» (рис. 1).

В диалоговом окне в поле ввода «Установить целевую ячейку:» уже содержится адрес ячейки с целевой функцией \$C\$20. Устанавливаем переключатель: «Равной *минимальному* значению». Переходим к полю ввода «Изменяя ячейки:» (щёлкаем на нём мышкой). Выделяем мышкой на листе блок ячеек C16:C17.

Переходим к вводу ограничений. Щёлкаем кнопку «Добавить». Появится диалоговое окно «Добавление ограничения» (рис. 2).

Вводим ограничения:

$C16 \leq C10$.

«Добавить».

$C16 \geq C12$.

«Добавить».

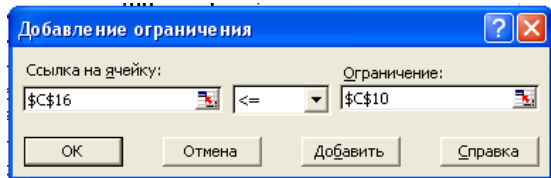
$C17 \leq C11$.

«Добавить».

$C17 \geq C13$. «Добавить».

$C28 \leq C14$. «Добавить».

$C30 \leq E30$. «Добавить».



C31<=E31. «Добавить».

Рис. 2

C16:C17 цел целое. «ОК».

Вновь оказываемся в диалоговом окне «Поиск решения» (рис. 1) и видим введенные ограничения.

Мы полностью подготовили задачу оптимизации. Нажимаем кнопку «Выполнить». Появляется диалоговое окно «Результаты поиска решения» (рис. 3). В нём мы читаем сообщение «Решение найдено. Все ограничения и условия оптимальности выполнены». На выбор предлагаются варианты: «Сохранить найденное решение» или «Восстановить исходные значения». Выбираем первое.

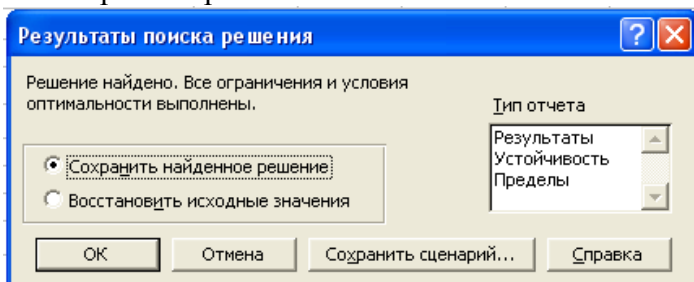


Рис. 3

После нажатия «ОК» вид таблицы меняется (табл. 2): в ячейках C16 и C17 появляются оптимальные значения (171 и 86). Соответственно пересчитываются все формулы. Целевая функция принимает значение 0,07353.

Таблица 2. Лист Excel с результатами расчёта

| | A | B | C | D | E |
|-----------|--|----------------|------------|---------------------|----------|
| 1 | Расчет деревянного неразрезного прогона по равнопрогибной схеме | | | | |
| 2 | Исходные данные: | | | | |
| 3 | Нормативная нагрузка | $q^{\prime} =$ | 220 | кгс/м | |
| 4 | Расчётная нагрузка | $q =$ | 250 | кгс/м | |
| 5 | Расч. сопрот. древесины изгибу | $R_u =$ | 130 | кгс/см ² | |
| 6 | Модуль упругости древесины | $E =$ | 100000 | кгс/см ² | |
| 7 | Предельный относит.прогиб | $[f / l] =$ | 0,004 | | |
| 8 | Пролёт прогона | $l =$ | 5 | м | |
| 9 | Ограничения по размерам сечения прогона: | | | | |
| 10 | Максимальный размер высоты | $h_{max} =$ | 250 | мм | |
| 11 | Максимальный размер ширины | $b_{max} =$ | 250 | мм | |
| 12 | Минимальный размер высоты | $h_{min} =$ | 50 | мм | |
| 13 | Минимальный размер ширины | $b_{min} =$ | 50 | мм | |
| 14 | Соотношение высоты и ширины | $h/b \leq$ | 2 | | |
| 15 | Оптимизируемые размеры сечения прогона: | | | | |
| 16 | -высота | $h =$ | 171 | мм | |
| 17 | -ширина | $b =$ | 86 | мм | |
| 18 | | | | | |
| 19 | Целевая функция: | | | | |
| 20 | Объем пиломатериалов | $V =$ | 0,07353 | м ³ | |
| 21 | | | | | |
| 22 | Вспомогательные вычисления: | | | | |
| 23 | Момент сопротивления сечения | $W =$ | 419,121 | см ³ | |
| 24 | Момент инерции сечения | $J =$ | 3583,48 | см ⁴ | |
| 25 | Изгибающий момент | $M_u =$ | 390,625 | кгс·м | |
| 26 | Нормальное напряжение изгиба | $\sigma_u =$ | 93,201 | кгс/см ² | |
| 27 | Относительный прогиб | $f / l =$ | 0,004 | | |
| 28 | Соотношение высоты и ширины | $h/b =$ | 1,98837 | | |
| 29 | Ограничения: | | | | |
| 30 | Проверка на прочность, кгс/см ² | $\sigma_u =$ | 93,201 | $\leq R_u =$ | 130 |
| 31 | Проверка по деформациям | $f / l =$ | 0,004 | $\leq [f / l] =$ | 0,004 |
| 32 | | h, b | – целые | | |

Теперь, внося в ячейки C16:C17 значения размеров пиломатериалов из сортамента, можно подобрать близкие к рассчитанным размеры сечения прогона и убедиться, что все проверки и ограничения выполняются, так как Excel мгновенно выполнит пересчёт всех формул.

Пользоваться составленной программой можно неоднократно, меняя, при необходимости, исходные данные (пролёт, нагрузки и т.п.) непосредственно в соответствующих ячейках листа Excel.

Приведённая методика использования Excel при поиске оптимальных размеров сечения может быть применена при расчётах других конструкций и конструктивных элементов.

О ПРОЕКТИРОВАНИИ КОНСТРУКЦИЙ СО СТЕКЛО- И БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВЫМ АРМИРОВАНИЕМ

В.Н.Федоров

Чебоксары, Чувашский государственный университет

Автором были проведены эксперименты на элементах из полимерсиликатного бетона (ПСБ), армированных стеклопластиковой арматурой (СПА) диаметром 6 мм, имеющие целью корректировку существующей методики расчета и конструирования к конструкциям из данного бетона. Образцы-элементы испытывались на центральное растяжение (рис. 1, а) и поперечный изгиб (рис. 1, б) после продолжительного выдерживания в растворе серной кислоты.

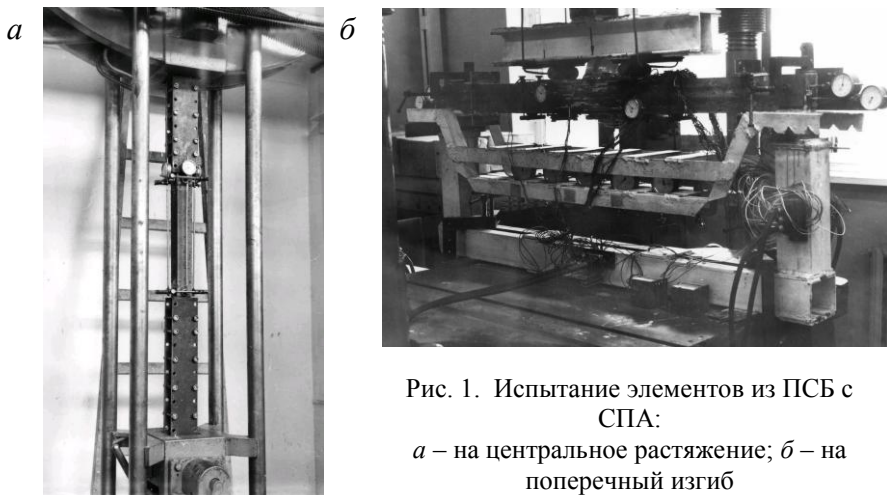


Рис. 1. Испытание элементов из ПСБ с СПА:

а – на центральное растяжение; *б* – на поперечный изгиб

Во всех элементах применялась арматура из стекловолокна состава Щ-15-ЖТ на замасливателе №39. Контролируемое по окончании натяжения на упоры предварительное напряжение арматуры - 500 МПа. Состав и режим отверждения бетона (сухой прогрев 120 °С × 48 ч) – по рекомендациям НИИЖБ [1]. Контролируемое по окончании натяжения на упоры предварительное напряжение арматуры - 500 МПа.

Растянутые элементы имели сечение 6×6 см, длину 138 см, и были армированы одним стержнем СПА, расположенным по оси элемента. Сечение изгибаемых элементов 6×9 см, длина – 145 см; армирование – симметричное, из четырех стержней СПА, центры которых располагались в вершинах прямоугольника размерами 3×4 см. Конечные участки растянутых элементов на протяжении 50 см от торцов усиливались каркасами из стальной арматуры.

Формование элементов без предварительного напряжения было выполнено в разборной опалубке (рис. 2, а), предварительно напряженных – в силовой форме, состоящей из силовой рамы и девяти разъемных опалубок, расположенных тремя линиями (рис. 2, б). Арматура преднапряженных элементов натягивалась на силовую раму гидравлическим домкратом. Конструкция рамы была рассчитана на нагрузки, многократно превосходящие суммарное (для всех трех линий) предварительное натяжение арматуры. Уплотнение бетона производилось на вибростенде.

После формования силовая рама оснащалась системой разогрева и принудительного перемешивания воздуха, состоящей электронагревателей, вентиляторов и воздухопроводов, и закрывалась инвентарными щитами с утеплителем (рис. 2, в). Контроль температуры внутри камеры осуществлялся ртутными термометрами. Элементы без предварительного напряжения обрабатывались совместно с преднапряженными. Продольные деформации элементов за время прогрева были определены двукратным, до и после прогрева, замером базы на середине длины элементов.

Передача предварительного напряжения на бетон (рис. 2, г) выполнялась поэтапно с контролем деформаций свободных участков арматуры, деформаций бетона в середине и в зонах передачи напряжений, а также втягивания арматуры в бетон.

Было изготовлено и испытано по 12 элементов на каждый вид нагружения: по девять – преднапряженных и по три – без преднапряжения. До испытаний по 3 элемента из этих 4 групп хранились в нормальных условиях, а остальные 12 подтапливались соей средней частью сначала в воде, а затем, путем вливания в воду концентрированной кислоты, через сутки были переведены в режим капиллярного подсоса 1-нормального раствора серной кислоты (рис. 2, д). Из них половина (по 3 на каждый вид нагружения) была извлечена из раствора и испытана через 6, а остальные – через 15 месяцев.

По результатам испытаний растянутых элементов, суммарные потери предварительного напряжения в арматуре складывались в основном из потерь от релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона. Относительные деформации опытных (армированных только стеклопластиковой арматурой) участков растянутых элементов без предвари-

тельного напряжения, проявившиеся за время обработки прогревом, составили в среднем $20 \cdot 10^{-5}$, предварительно напряженных – $4,9 \cdot 10^{-5}$.

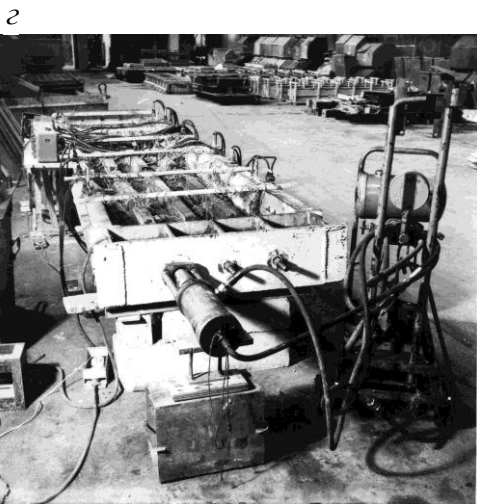
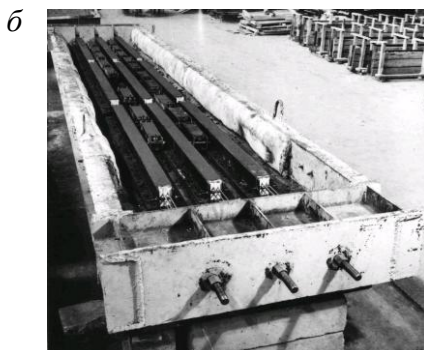
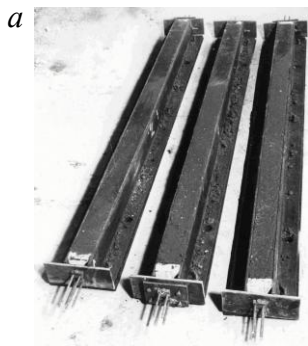


Рис. 2. Этапы изготовления и подготовки опытных элементов к испытаниям
а – формование элементов без предварительного напряжения; *б* - то же, предварительно напряженных; *в* - обработка элементов сухим прогревом; *г* - передача предварительного напряжения на бетон; *д* - выдержка предварительно напряженных образцов в воде и растворе серной кислоты

По существу, первая из приведенных величин - это деформации усадки бетона за время прогрева. В 4,7 раза меньше остаточные деформации предварительно напряженных элементов ($23,0 \cdot 10^{-5} / 4,9 \cdot 10^{-5} = 4,7$) можно объяснить компенсацией усадки деформациями ползучести. Компенсация происходит в результате появления в элементах растягивающих усилий, обусловленных усадкой и разностью температурных деформаций силовой формы и элементов.

Автором составлено математическое выражение напряженного состояния свободной от бетона части стеклопластиковой арматуры при предварительном натяжении ее на силовую раму. Оно представляет собой уравнение зависимости повышения нормальных напряжений в сечении арматуры от температурных воздействий и вытягивания ее из бетона элементов и анкеров (концы арматуры закреплялись на силовой форме за счет использования анкеров стаканного типа). Расчеты на модели подтвердили возможность появления в элементах во время прогрева растягивающих усилий, вызывающих деформации ползучести бетона.

В опыте потери предварительного напряжения арматуры от усадки составили в среднем 11 МПа, ползучесть бетона снизила потери на 9 МПа.

Существующая методика расчета конструкций со стеклопластиковой арматурой [2] для случая, когда заранее известен срок загрузки конструкции, рекомендует определять потери предварительного напряжения арматуры от релаксации по формуле

$$\sigma_1 = at^b \sigma_{gp} \quad (1)$$

где σ_1 - потери;

a и b - коэффициенты, зависящие от внешних условий;

t - время, отсчитываемое со дня натяжения арматуры, сутки;

σ_{gp} - предельное значение предварительного напряжения.

Согласно [2], при временном воздействии повышенной температуры и влажности потери рекомендуется определять при соответствующих значениях a и b для значений t , отсчитываемых с момента натяжения арматуры до окончания действия повышенной температуры или влажности; в дальнейших расчетах применяется большее значение.

Литературные источники не сообщают о значениях коэффициентов a и b для температур, превышающих 80 °С. Характерно, что коэффициент b

мало зависит от внешних условий. Это позволяет считать его постоянным для температур 80...120 °С.

В процессе изготовления, хранения и эксплуатации конструкций ПСБ последовательно испытывает воздействие целого ряда состояний внешней среды, значительно отличающихся друг от друга, что обуславливает многоступенчатость процесса релаксации напряжений в преднапряженной арматуре. Автором выведена система выражений, основанных на формуле (1), для вычисления потерь предварительного напряжения стеклопластиковой арматуры при многоступенчатой релаксации. Основной предпосылкой системы является предположение о независимости природы (но не количественных характеристик) релаксации от внешних факторов. Например, предполагается, что при прекращении воздействия любого временного фактора (повышенной температуры, влажности) дальнейшее падение напряжений в арматуре должно продолжаться по закону, учитывающему оставшиеся факторы, но с того значения, которое соответствует падению напряжений, достигнутому к моменту прекращения действия фактора.

Расчеты по выведенным выражениям, выполненные применительно к условиям выполненных автором экспериментов, дали результаты, мало отличающиеся от результатов вычислений на основе приведенных выше упрощений, касающихся временного воздействия повышенной температуры и влажности. Поэтому был сделан вывод о допустимости использования этих упрощений и для конструкций из кислотостойкого бетона. Значения коэффициентов формулы (1) при этом должны быть уточнены согласно условиям обработки и эксплуатации конструкций. В частности, для условий проведенного в исследовании эксперимента коэффициент a оказался равным 0,06 (при b , равном 0,2).

Сопоставление данных Г.П.Тонких [3] с формулами СНиП 2.03.01-84* для вычисления потерь от ползучести позволяет рекомендовать для случая использования ПСБ ввести в эти формулы уточняющий коэффициент φ_b . В частности, если вычислять потери как для бетона естественного твердения, то для концентраций раствора серной кислоты P , не превышающих 30%, этот коэффициент можно вычислить по формуле:

$$\varphi_b = 0,54 + 0,0153P. \quad (2)$$

Тогда, следуя логике [2], в случае применения СПА, результат формулы (2) необходимо умножить на отношение модулей упругости этой арматуры и стали.

В указанных "Рекомендациях" не уточняется влияние нагруженности арматуры на коэффициенты условий работы СПА γ_{g2} и γ_{g4} , учитывающие, соответственно, снижение ее временного сопротивления в среде бетона при

обработке бетона и при воздействии жидкой агрессивной среды в процессе эксплуатации конструкции. Но влияние нагруженности очевидно. Поэтому автором предложено привязать коэффициенты γ_{g2} и γ_{g4} к ненагруженной арматуре, корректируя их значения в расчетах умножением на отдельные коэффициенты условий работы γ_{g7} и γ_{g8} , первый из которых учитывает влияние нагруженности при повышенных температурах, второй - при воздействии на конструкцию агрессивных сред.

При проведении опытов с армированными элементами было также замечено, что прочность предварительно напряженной арматуры в среде бетона выше, а ненапряженной - ниже прочности, определяемой испытанием образцов в свободном состоянии. Для отражения в расчетах этой особенности СПА автором предлагается ввести коэффициент условий работы γ_{g6} .

Анализ результатов испытаний преднапряженных элементов показал, что для конструкций из перлитосиликатного бетона предельное значение предварительного напряжения арматуры σ_{gp} можно назначать по источнику [2]. В расчётах можно принимать: $\gamma_{g6} = 1,1$; $\gamma_{g7} = 1$. При отсутствии предварительного напряжения $\gamma_{g6} = 0,8$.

Из опытов следует, что при продолжительности воздействия раствора $t \leq 18$ мес. коэффициент γ_{g8} можно определять по формуле

$$\gamma_{g8} = 1 - 0,027t\varphi_{\delta},$$

где $\varphi_{\delta} = \frac{\sigma_g}{500}$. Здесь σ_g - напряжение в арматуре, МПа, принимаемое не меньшим σ_{gp} .

В случаях, когда $t > 18$ мес. и $\varphi_{\delta} \leq 0,6 \dots 0,65$, допустимо определение γ_{g8} при $t = 18$ мес.

Данные, полученные автором при передаче предварительного напряжения с упоров на бетон опытных элементов позволяют рекомендовать для определения длины зоны передачи напряжений формулу (11) СНиП 2.03.01-84*, принимая: $\omega_p = 0,5$; $\lambda_p = 29$.

Как показали испытания, в центрально-растянутых элементах со стеклопластиковой арматурой зависимость ширины раскрытия трещин a_{crc}

от нагрузки, так же как и для железобетона, близка к линейной, но скорость раскрытия трещин значительно выше. В связи с этим автор предлагает определять величину a_{crc} умножением значения, полученного по формуле (144) СНиП 2.03.01-84*, на коэффициенты φ_1 и φ_{12} . Первый из коэффициентов учитывает бо́льшую, по отношению к железобетону, ширину раскрытия рядовых трещин, второй – бо́льшую, по сравнению с рядовыми, ширину раскрытия трещин, находящихся рядом с участками, где их образование и раскрытие затруднено (например, вблизи каркасов дополнительного стального армирования). Для предварительно напряженных элементов с арматурой из стекловолокна состава Щ-15-ЖТ коэффициенты φ_1 и φ_{12} соответственно равны 1,35 и 1,2, без предварительного напряжения - 2,2 и 1,25.

Значения деформаций при растяжении опытных элементов до появления трещин достаточно точно совпали с теоретическими, вычисленными по методике расчета железобетонных элементов. После появления трещин опытные деформации значительно превзошли теоретические, вычисленные по формулам для железобетона, следующим из теорий В.И.Мурашева. Эту неточность можно устранить введением коэффициента φ_g в формулу для определения коэффициента неравномерности деформаций ψ_g (ψ_s - по СНиП 2.03.01-84*):

$$\psi_g = 1 - \frac{\varphi_g \omega_t \chi N_{b,crc}}{N - P} \quad (3)$$

где $\varphi_g = 0,44$ - для арматуры из стекловолокна состава Щ-15-ЖТ;

$\omega_t \chi = 0,7$; $N_{b,crc}$ - усилие, воспринимаемое бетоном к моменту появления трещин; остальные обозначения - по приложению 5 СНиП 2.03.01-84*.

Из анализа результатов испытаний, однако, следует, что зависимость, выражаемая формулой (3), существенно отличается от опытной. Это видно из графиков (рис. 3) опытной зависимости $\psi_g = f(\varphi_n)$, где

$\varphi_n = N_{b,crc} / (N - P)$. Более точной является предложенная автором эмпирическая формула

$$\psi_g = \frac{1}{0,4\varphi_p \varphi_a \varphi_l \varphi_n + \frac{1}{1 - \psi_{g0}}} + \psi_{g0}, \quad (4)$$

где φ_p , φ_a , φ_l - коэффициенты, учитывающие, соответственно, предварительное напряжение, воздействие агрессивной среды и длительность действия нагрузки;

$$\varphi_n \leq 1;$$

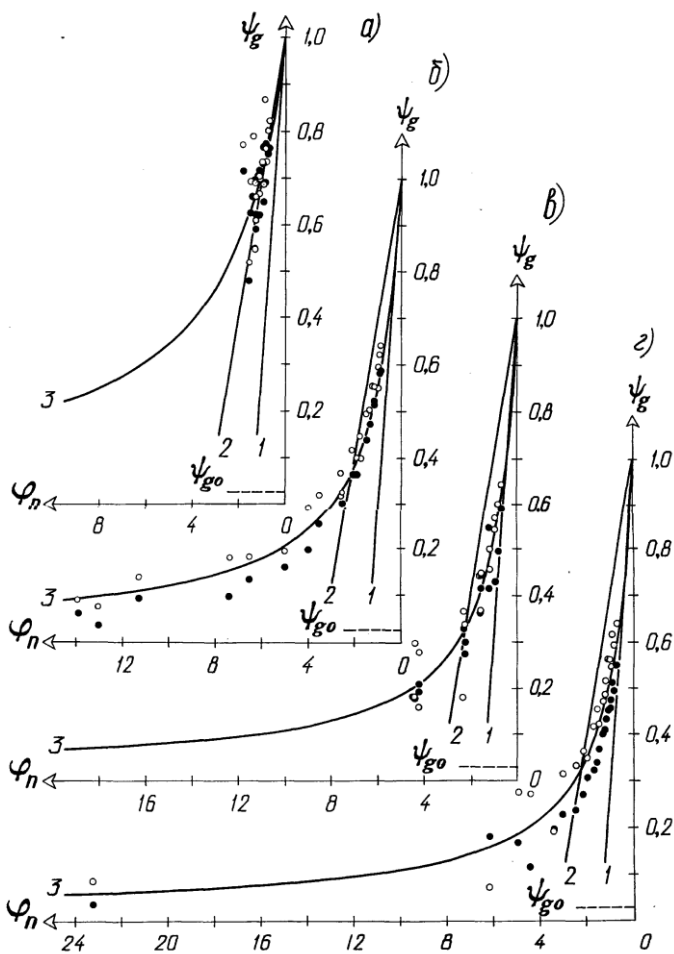


Рис. 3. Зависимость коэффициента ψ_g от величины (φ_n)

а - для преднапряженных элементов, хранившихся в нормальных условиях; *б* и *в* - то же, выдержанных, соответственно, в растворе кислоты в течение 6 и 15 мес., *г* - то же, для элементов без преднапряжения; 1 - при вычислении ψ_g по методике расчета железобетона; 2 и 3 - при вычислении.

$\psi_{g0} = \alpha A_g / (0.85 A_{red})$, здесь α - отношение начальных модулей упругости стеклопластиковой арматуры и бетона; A_g - площадь сечения арматуры; A_{red} - площадь приведенного сечения.

Для элементов без предварительного напряжения: $\varphi_p = 1$, для преднапряженных: $\varphi_p = 2,1$. Для нормальных условий $\varphi_a = 1$, для условий капиллярного подсоса раствора серной кислоты концентрацией в 1 н.: $\varphi_a = 1,2$. При кратковременном действии нагрузки $\varphi_l = 1$, при длительном действии $\varphi_l = 1 - 0,5\varphi_n \geq 0,5$.

Разрушение всех элементов, подвергнутых поперечному изгибу, произошло по нормальному сечению в результате разрушения бетона сжатой зоны. Опытная способность этих элементов оказалась достаточно близкой к теоретическим значениям, вычисленным согласно п. 3.28 СНиП 2.03.01-84* по общему случаю расчета железобетонных элементов.

«Неудобной» для опытных элементов оказалась методика СНиП по определению момента перед образованием нормальных трещин: экспериментальные значения превзошли теоретические на 9-45%. По мнению автора, это объясняется более выраженной, чем у цементных бетонов, упругостью ПСБ и, по всей видимости, неравномерностью распределения прочностных и деформативных характеристик бетона по сечению элемента, обусловленной особенностями капиллярного подсоса. Учет отмеченной неравномерности представляется задачей достаточно сложной (хотя бы потому, что она неустойчива по отношению ко времени) и требующей специального исследования. На данный момент представляется достаточным использование эмпирических данных. В частности, для испытанных образцов приемлемые значения момента перед образованием трещин были достигнуты при замене коэффициента 1,6 в формуле (135) СНиП 2.03.01-84* на коэффициент 2,1.

По результатам наблюдений и расчетов автора, раскрытие нормальных трещин в опытных балках согласуется с расчетом по СНиП 2.03.01-84*. Кривизна балок на участках с трещинами также соответствует расчету по СНиП, но при условии введения следующих коррективов:

а) коэффициент ψ_g , учитывающий неравномерность деформаций стеклопластиковой арматуры по длине изгибаемого элемента (соответствует коэффициенту ψ_s , применяемому в СНиП 2.03.01-84*) принимается равным:

$$\psi_g = \varphi_\psi \psi_g^{CHuП},$$

где φ_ψ - коэффициент, учитывающий малость ψ_g в начальный период раскрытия трещин по сравнению с результатами вычислений по СНиП ($\psi_g^{CHuП}$); в данном случае (в опытах превышение момента обнаружения трещин, и момента, при котором $\psi_g = \psi_g^{CHuП}$, над M_{crc}^{calc} составило в среднем 20 и 40 %)

$$\varphi_\psi = 2,5(M / M_{crc} - 1), \text{ причем } 0,5 \leq \varphi_\psi \leq 1;$$

б) коэффициент ψ_b , учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона на длине участка с трещинами, равен 0,8 (в проведенных опытах $\psi_b = 0,7...0,89$);

в) коэффициент ν , характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны, принимается равным 0,6 (среднее для проведенных опытов значение; в действительности ν - переменная, определяемая эмпирическим выражением

$$\nu = 1,221 - 0,818 \sigma_b / R_b.$$

г) относительная высота сжатой зоны $\xi = x/h_0$ определяется по формуле (161) СНиП 2.03.01-84*, в которую, по рекомендациям К.В.Михайлова и Ю.М.Вильдавского [3], и согласно результатам испытаний изгибаемых элементов

вводится коэффициент K - отношение модулей упругости стали и стеклопластиковой арматуры, оказавшийся равным 4,33.

Идея создания конструкций полимерсиликатного бетона, армированных стеклопластиковой арматурой, прошла проверку в реальном проектировании ванн электролиза, предназначенных использования в возведении электролитных цехов цинковых заводов. Опыт производства (рис. 4, а) и эксплуатации (рис. 4, б) ванн подтверждает достаточную надежность методики расчета ванн, которая была выполнена институтом «Гипроцветмет» с учетом результатов исследований автора.

В последнее время в печати стали появляться сведения об исследованиях по базальтопластиковой арматуре (БПА), свидетельствующие в пользу ее перспективности [4, 5]. Налажено и ее производство (ООО «Гален» в г. Чебоксары). Но область применения БПА в настоящее время практически ограничивается ограждающими конструкциями, где она используется в качестве гибкой связи между внешними слоями ограждающей конструкции, между которыми располагается слой теплоизоляции.

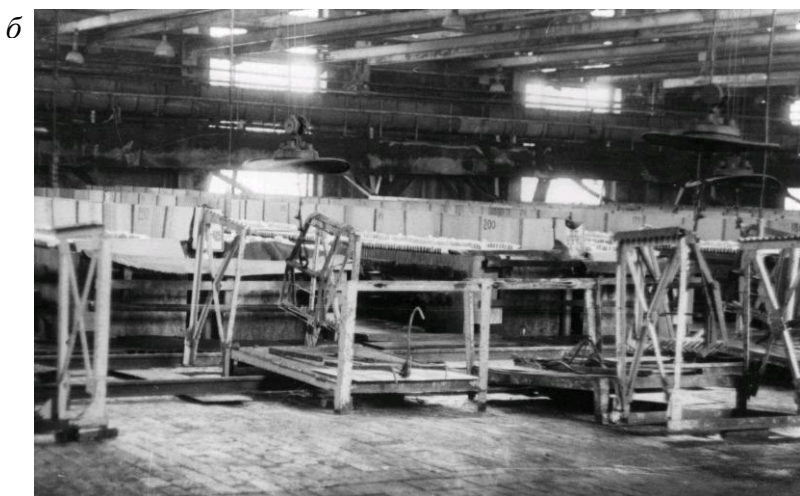


Рис. 4. Использование полимерсиликатных электролизных ванн в рафинировании цинка на Лениногорском полиметаллическом комбинате (Казахстан)

а – партия полимерсиликатных ванн с преднапряженной стеклопластиковой арматурой, изготовленная на одном из предприятий Лениногорска; *б* – электролизные ванны, установленные в электролитическом цехе

Игнорирование традиционной области применения СПА, например, в строительстве объектов цветной металлургии, где в предыдущие годы были достигнуты впечатляющие достижения, может обернуться малой эффективностью БПА.

С учетом того, что технология и конструкционные свойства БПА и СПА весьма схожи, в разработке методики проектирования и технологии производства конструкций на основе БПА должен быть весьма полезным научный и производственный опыт по СПА, наработанный в предыдущие годы, в том числе и сведения, приведенные в данной статье.

ВЫВОДЫ

1. В предварительно наряженных растянутых элементах из ПСБ с СПА на основе волокна состава Щ-15-ЖТ потери предварительного напряжения в основном определяются технологией обработки бетона; фильтрация раствора концентрацией в 1 н. практически не отражается на потерях, а суммарные потери находятся в обычных пределах, обеспечивающих достаточную рентабельность при гарантированной безопасности.

2. Длина зоны передачи напряжений и предельное значение предварительного напряжения СПА элементов в основном отвечают утвердившейся методике расчета элементов с СПА.

3. При центральном кратковременном растяжении элементов ширина раскрытия нормальных трещин может быть определена по методике СНиП, но со следующей коррекцией: коэффициент неравномерности деформаций ψ_s целесообразно определять по предложенной автором эмпирической формуле, выражающей гиперболическую зависимость $\psi_s = f(\varphi_n)$, где $\varphi_n = N_{b,crc} / (N - P)$.

4. Целесообразно введение в практику расчета элементов с СПА трех дополнительных коэффициентов условий работы СПА, учитывающих ее нагруженность при повышенных температурах (γ_{g7}) и воздействии агрессивных сред (γ_{g8}), а также механическое влияние бетона конструкций (γ_{g6}).

5. При кратковременном нагружении прочность по нормальному сечению и ширина раскрытия нормальных трещин из изгибаемых элементов из ПСБ с СПА согласуется с расчетом по СНиП.

6. Значение момента пред образованием нормальных трещин в изгибаемых элементах из ПСБ с СПА и кривизну оси этих элементов на участках с трещинами можно определять по методике СНиП, но при условии ее существенной коррекции на основе экспериментальных данных.

7. Начало промышленного производства БПА обязывает исследователей к началу всестороннего изучению ее конструктивных свойств.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по изготовлению и проектированию бетонных и армированных конструкций из кислотостойкого бетона / Е.А.Гузев, В.М.Борисенко, А.Н.Пименов и др. - М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1985. - 68 с.
2. Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой / НИИЖБ Госстроя СССР; ИСиА Госстроя БССР. - М., 1978. - 21 с.
3. Тонких Г.П. Прочность и деформации железобетонных сжатых элементов из кислотостойкого бетона: Дис. ... канд. техн. наук. - М., 1979. - 219 с.
4. Розенталь Н.К., Чехний Г.В. (НИИЖБ), Бельник А.Р., (ОАО «НПО Стеклопластик»), Жилкин А.П. (ЗАО «Матек»). Коррозионная стойкость полимерных композитов в щелочной среде бетона // Бетон и железобетон. – 2002. - №3. – С. 20-23.
5. Николаев В.Н., Филиппова Е.Ю. (ООО «Гален»). Базальтопластиковые гибкие связи – материал XXI века // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2004. - № 4. – С. 17.

ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ БЕТОНОВ С ЖИДКОСТЕКОЛЬНЫМ СВЯЗУЮЩИМ

В.Н.Федоров

Чебоксары, Чувашский государственный университет

Задача улучшения структуры применяемых строительством конструкций и материалов, более широкого использования эффективных видов металлопроката и неметаллических материалов: пластмасс, смол, полимеров и т. д. была и остается актуальной. Этому требованию в значительной мере соответствуют используемые в агрессивных средах конструкции из кислотостойких бетонов со стеклопластиковой арматурой, которые отличаются более высокой надежностью, чем аналогичные со стальной арматурой.

Известно немало видов конструкционных кислотостойких бетонов: полимербетоны, бетонополимеры и др. Наиболее дешевыми из них являются бетоны на основе натриевого жидкого стекла - полимерсиликатный [1] и перлитосиликатный [2].

Стеклопластиковая арматура представляет собой гетерогенную систему, состоящую из ориентированных вдоль арматурного стержня стеклянных волокон диаметром 5-20 мкм и связующего – полимера на основе эпоксидной смолы или ее модификаций [3]. Основной «рабочий» материал стеклопластиковой арматуры - стеклянное волокно. Составляя около 80% массы и обладая в 6-7 раз большим, чем у полимерного связующего, модулем упругости, волокно определяет свойства арматуры, в том числе и химическую стойкость.

Стекловолокно арматуры, используемой для кислотостойких бетонов, должно обладать достаточно высокой химической стойкостью. При этом стойкость эта должна быть универсальной, поскольку среды названных бетонов, являющиеся в исходном состоянии щелочными, в условиях эксплуатации могут переходить в кислые (за счет проникания кислоты). Повышенные требования к волокну арматуры обусловлены и технологическими параметрами обработки бетонов. Например, отверждение полимерсиликатного бетона производится сухим прогревом, а перлитосиликатного – в условиях автоклавной обработки. Оба процесса – неблагоприятные для стекловолокна арматуры.

Высокой химической стойкостью обладают щелочестойкие волокна, изготавливаемые из цирконийсодержащих составов. Заметную роль в химической стойкости стекловолокна играет замасливатель - покрытие из гидрофобных веществ, наносимое на поверхность волокна и

предохраняющее его от воздействия влаги. Известны различные марки замасливателей.

Автором выполнены эксперименты по изучению физико-механических свойств стеклопластиковой арматуры диаметром 6 мм в условиях изготовления и эксплуатации конструкций из полимерсиликатного и перлитосиликатного бетонов. Опытные партии арматуры были изготовлены на основе различных волокон из числа хорошо себя зарекомендовавших и наиболее химически стойких.

Предварительные эксперименты в условиях изготовления (обработки бетона с целью его отверждения) выполнялись в следующем порядке. Сначала производилось усиление концов арматурных стержней стеклопластиковыми обоймами (мера, предотвращающая раздавливание арматуры в захватах испытательных машин), и образцы обетонировались в бетонных призмах (рис. 1, а). Затем производилась обработка бетона призм: призмы из полимерсиликатного бетона обрабатывались сухим прогревом (рис. 1, б), из перлитосиликатного - автоклавированием (рис. 1, в). При автоклавировании концы стержней не усилились. После обработки образцы извлекались из призм и испытывались на разрывной машине с замером деформаций (рис. 1, г).

По результатам предварительных экспериментов, в условиях 48-часового сухого прогрева при температуре 120 °С, все опытные партии, за исключением арматуры из стекловолокна состава СП-93 оказались достаточно стойкими при обработке в среде полимерсиликатного бетона (снижение прочности – 8...9%). При визуальном осмотре извлеченных из бетона образцов не было зафиксировано и следов химического или другого воздействия на арматуру (рис. 2, а, б).

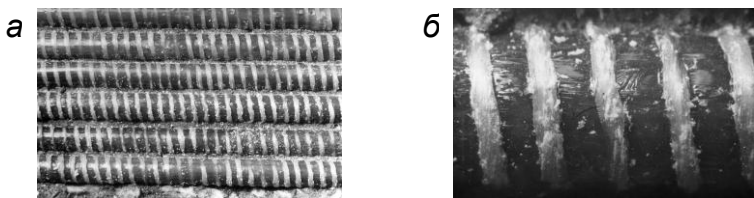


Рис. 2. Поверхность арматуры после обработки сухим прогревом
а – в масштабе, близком к реальному; б- увеличено

Технология перлитосиликатного бетона (рекомендуемый режим автоклавной обработки бетона 0,8 МПа × 8 ч) для стеклопластиковой арматуры оказалась чрезмерно тяжелой: в зависимости от вида волокон, снижение прочности варьировалось от 37 до 63%. Наибольшая стойкость характерна для арматуры на основе стекловолокна малоциркониевого состава

Щ-15-ЖТ с замасливателем № 39. При «щадящем» режиме обработки (0,6 МПа × 6 ч) падение прочности этой арматуры удалось снизить до 30 %, что, однако, нельзя признать удовлетворительным.

Характерно, что ни один из режимов обработки, примененных в опытах, не оказал влияния на начальный модуль упругости арматуры.

Полимерсиликатный бетон способен твердеть как при прогреве, так и в естественных условиях. При этом температуры прогрева, предлагаемые различными авторами, занимают значительный диапазон. Допустимость варьирования температуры прогрева позволяет решать задачу оптимизации режима обработки бетона применительно к стеклопластиковой арматуре. Эта задача решалась на основе экспериментов, проведенных автором по методу математического планирования (МПЭ) на непреднапряженных образцах арматуры.

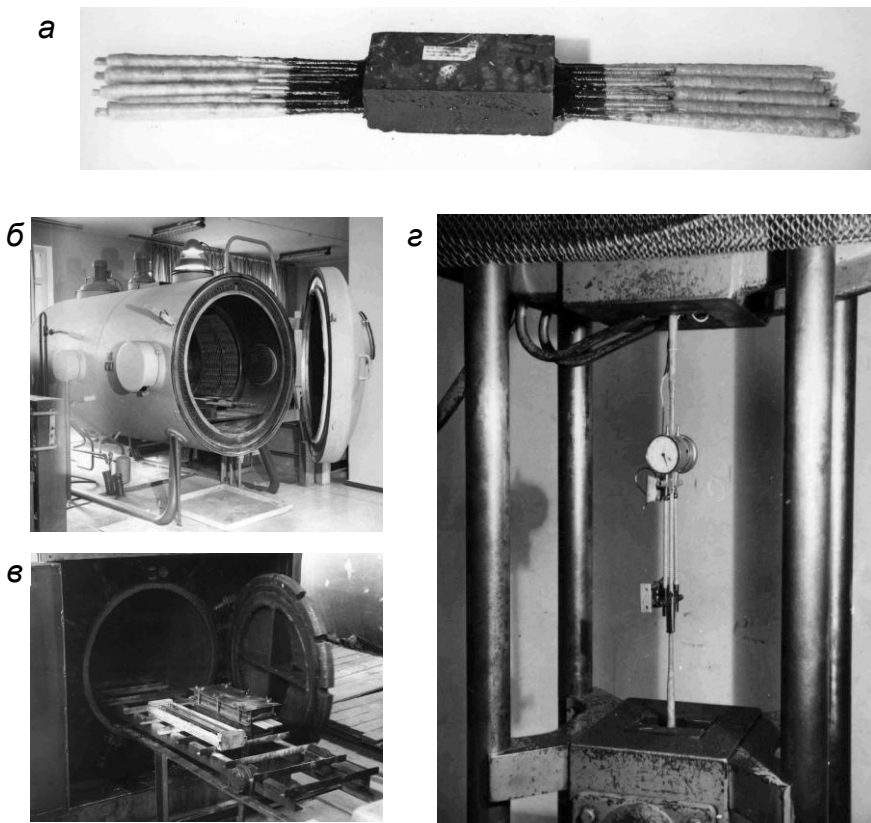


Рис. 1. Испытание образцов стеклопластиковой арматуры в условиях изготовления конструкций

а – бетонная призма с образцами арматуры; б – обработка призм в камере сухого прогрева; в – то же, в автоклаве; г – испытание образцов на растяжение

Были получены две математические зависимости. В форме, удобной для практического применения, эти модели имеют вид:

$$\gamma_{g2} = 1.006 - 2.08 \cdot 10^{-5} t + 5.29 \cdot 10^{-2} \lg(\tau + 3) + 1.73 \cdot 10^{-6} \cdot t^2 - 2.64 \cdot 10^{-2} \lg^2(\tau + 3) - 1.088 \cdot 10^{-3} t \lg(\tau + 3); \quad (1)$$

$$\gamma_{g2} = 0,958 + 5,26 \cdot 10^{-4}t + 1,1 \cdot 10^{-2} \lg(\tau + 1) - 1,56 \cdot 10^{-6} \cdot t^2 + 2,82 \cdot 10^{-2} \lg^2(\tau + 1) - 9,22 \cdot 10^{-4}t \lg(\tau + 1); \quad (2)$$

здесь γ_{g2} - коэффициент условий работы стеклопластиковой арматуры, учитывающий снижение ее временного сопротивления в среде обрабатываемого сухим прогревом бетона; t - температура прогрева, °С; τ - продолжительность прогрева при постоянной температуре, ч.

Зависимость (1) соответствует температурам прогрева до 100 (рис. 3, а), зависимость (2) - свыше 100 °С (рис. 3, б).

Анализ выражений (1) и (2) позволяет рекомендовать для практики режимы с температурой прогрева свыше 100 °С, причем оптимальными являются температуры, не превышающие 130°С.

Таким образом, режим обработки кислотостойкого бетона, разработанный в НИИЖБ [1], и предусматривающий прогрев по режиму (110...120 °С) × 48 ч после двухсуточной предварительной выдержки в нормальных условиях (в формах), является для стеклопластиковой арматуры одним из оптимальных.

Стойкость арматуры в условиях эксплуатации конструкций из полимерсиликатного бетона изучалась на действии растворов серной кислоты. В опытах моделировался режим капиллярного подсоса проникания раствора в бетон, являющийся в реальных условиях наиболее характерным и, к сожалению, самым тяжелым. Испытания проводились на образцах арматуры двух видов: на основе стандартного алюмоборосиликатного волокна (Е-стекло, замасливатель №78) и волокна малоциркониевого состава Ц-15-ЖТ (замасливатель № 39), обетонированных в бетонных призмах в непреднапряженном состоянии.

Опыты ставились по методу планирования экспериментов (МПЭ). В качестве факторов были приняты:

- 1) a - расстояние от центра тяжести арматуры до поверхности бетона, через которую происходит проникание раствора, см;
- 2) τ_w - продолжительность контакта бетона с водой, предшествующего воздействию раствора, ч;
- 3) N - концентрация раствора, н.;
- 4) τ - продолжительность воздействия раствора, мес.

Выходные параметры:

- 1) временное сопротивление арматуры растяжению, устанавливаемое испытанием извлеченных из призм образцов арматуры;
- 2) начальный модуль упругости арматуры.

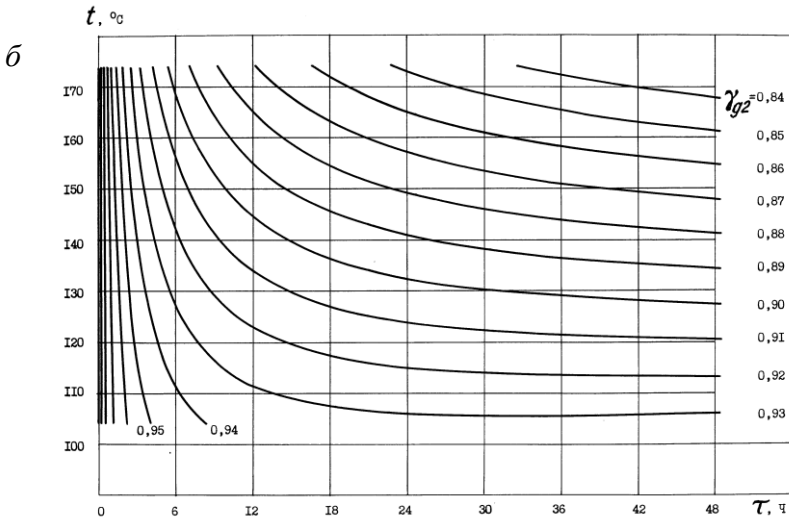
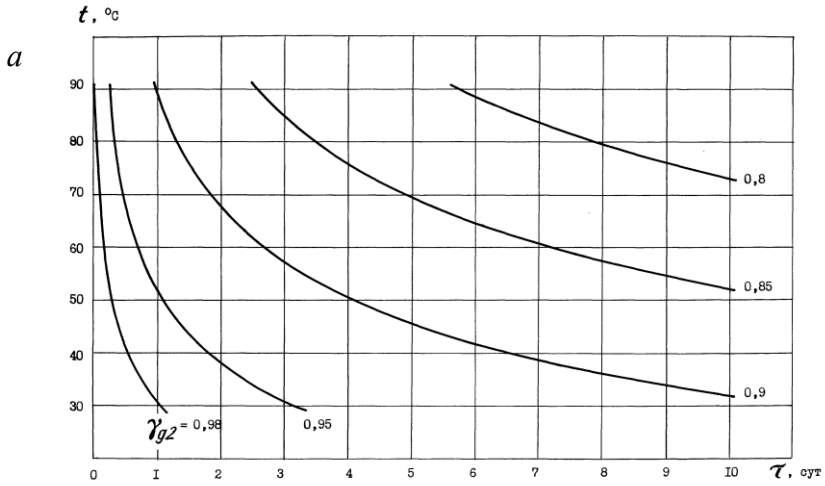


Рис. 3. Зависимость коэффициента условий работы γ_{g2} от температуры t и продолжительности τ сухого прогрева полимерсиликатного бетона:

а – при температурах до $100\text{ }^\circ\text{C}$; б – то же, при температурах свыше $100\text{ }^\circ\text{C}$

Как и в предыдущем эксперименте, фактор времени учитывался в логарифмическом масштабе. Технология эксперимента также аналогична, за исключением того, что после обработки бетона призмы с образцами сначала подтапливались в воде (рис. 4, а), а затем – в растворе серной кислоты (рис. 4, б). С достижением заданной продолжительности воздействия раствора арматура извлекалась из призм и испытывалась на растяжение.



Рис. 4. Выдержка бетонных призм с образцами арматуры в воде (а) и растворе серной кислоты (б)

Результатом опытов с арматурой на основе волокна состава Е являются зависимости (несущественные факторы исключены):

$$\gamma_{g4} = 0.457 + 0.0685 N - 0.00307 N^2 + 1.223 \lg(\tau + 6) - 0.688 \lg^2(\tau + 6) - 0.0429 N \lg(\tau + 6) \leq 1; \quad (3)$$

$$\beta_g = 0.485 + 0.0465 a + 0.10131 \lg(\tau_w + 1) + 0.0544 N + 0.717 \lg(\tau + 6) - 0.0048 a^2 - 0.023 \lg^2(\tau_w + 1) - 0.00145 N^2 - 0.305 \lg^2(\tau + 6) - 0.0125 a \lg(\tau_w + 1) - 0.0475 N \lg(\tau + 6) \leq 1, \quad (4)$$

где γ_{g4} - коэффициент условий работы арматуры, учитывающий воздействие раствора (без учета возрастания изменчивости); β_g - коэффициент, учитывающий изменение модуля упругости.

Из анализа зависимости (3) следует, что стойкость арматуры на основе волокна Е-состава относительно невелика: при концентрациях раствора до 10 н. арматура теряет половину своей прочности за 24-49, а всю прочность - за 60-108 месяцев. Основными факторами, влияющими на прочность арматуры, являются концентрация и продолжительность действия раствора.

Зависимость (4) свидетельствует об изменчивости измеряемого на арматурном стержне модуля упругости при воздействии раствора. Этот модуль со временем снижается, причем характер снижения в качественном отношении по ряду признаков совпадает с характером изменения временного сопротивления арматуры, что приводит к выводу о существовании связи между этими величинами.

Для арматуры из волокна состава Щ-15-ЖТ математическая зависимость, характеризующая химическую стойкость в условиях эксплуатации конструкций, имеет вид:

$$\gamma_{g4} = 0.904 + 0.0408 \lg^2 N - 0.00307 N^2 + 1.223 \lg(\tau + 6) - 0.688 \lg^2(\tau + 6) - 0.0429 N \lg(\tau + 6) \leq 1; \quad (5)$$

Согласно зависимости (5) и его графического представления (рис. 5), за 10 лет эта арматура теряет прочность на 32 % при 720-часовой предварительной выдержке в воде, а при 24-часовой выдержке - на 27 %. Приведенные данные близки к показателям, обусловленным старением арматуры в нормальных условиях, т. е. раствор кислоты практически не влияет на прочность арматуры.

Модуль упругости арматуры из волокна состава Щ-15-ЖТ также не зависит от воздействия раствора.

Найденные математические зависимости удобно использовать при составлении прикладных программ для САПР. В проектном деле могут оказаться полезными также таблицы и номограммы, составленные на их основе.

ВЫВОДЫ

1. Практически все известные виды стеклопластиковой арматуры имеют достаточную стойкость в условиях обработки полимерсиликатного бетона.

2. Наилучшую стойкость в условиях проникания в кислотостойкий бетон в режиме капиллярного подсоса растворов серной кислоты концентрацией до 10 н., обусловленного предварительным контактом бетона с водой, имеет арматура из стекловолокна малоциркониевого состава Щ-15-ЖТ (замасливатель - № 39).

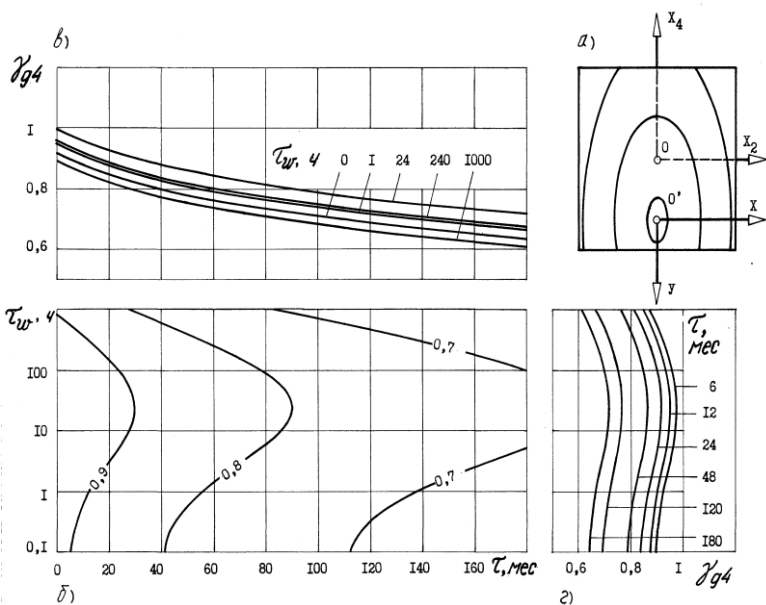


Рис. 5. Прочность арматуры из стекловолкна состава Щ-15-ЖТ в условиях среды полимерсиликатного бетона при капиллярном подсосе H_2SO_4

a – эллиптический параболоид, выражаемый уравнением регрессии (в эксперименте факторы X_1 (соответствует a) и X_2 (соответствует N) отразились слабо, поэтому члены уравнения с данными факторами заменены их средними значениями); b – изолинии зависимости коэффициента γ_{g4} от продолжительности контакта бетона с водой (τ_w) и воздействия раствора серной кислоты (τ); c и d – характеры зависимости γ_{g4} соответственно от τ и τ_w

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по проектированию и изготовлению сборных конструкций из кислотостойкого бетона / НИЖБ Госстроя СССР. - М., 1980. - 27 с.
2. А. с. 882965 СССР, МКИ³ С 04 В 19/4 Бетонная смесь для изготовления химически стойких конструкций и изделий / А.Н.Пименов, И.Е.Путляев, В.А.Отрепьев и др. (СССР); НИИЖБ.
3. Фролов Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1980. 104 с.

О ПРОЕКТИРОВАНИИ НОВЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСОВ

В.Н.Федоров, Д.Ю.Зиновьев

Чебоксары, Чувашский государственный университет

Увеличение этажности зданий, которое наблюдается в России в последнее время, обязывает проектировщиков по-новому взглянуть на методику проектирования железобетонных каркасов многоэтажных зданий.

Исследователи указывают, что если еще совсем недавно на повестке дня стоял вопрос о совершенствовании типового проектирования многоэтажных каркасов, то теперь приходится переключаться на усвоение методики их проектирования по индивидуальным проектам [1]. В то же время, по мнению тех же авторов, принципы типового проектирования не утратили своего значения и даже совершенствуются: в запасе остается еще ряд резервов, за счет которых можно добиться лучших показателей, характеризующих каркас.

Значительные резервы кроются в использовании новых методов расчета. Например, весьма перспективным выглядит способ учета геометрической и физической нелинейности, предлагаемый для определения напряженно-деформированного состояния внецентренно сжатых железобетонных элементов методом дискретных связей [2].

В практике проектирования в настоящее время незаслуженно, на наш взгляд, отодвинут на задний план метод предельного равновесия. Это можно объяснить засильем в проектной деле комплексов прикладных программ, хорошо приспособленных для расчетов каркасов в упругой стадии, но плохо – методом предельного равновесия. Но объяснить сознательный перерасход арматуры, допускаемый при этом проектировщиками, невозможно.

В свое время появление в практике строительства сборно-монолитного каркаса типа «Saret» считался прорывом. Но наблюдаемый в настоящее время, и опять же в угоду простоты проектирования и строительства, отказ от преднапряжения, характерного для «Saret», который, в конечном счете, обернется удорожанием строительства, может вызвать только недоумение.

ВЫВОД

Не следует отказываться от предварительного напряжения и метода предельного равновесия в проектировании многоэтажных зданий.

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н. Совершенствование конструктивной системы многоэтажных каркасов // Промышленное и гражданское строительство. – 2004. - №6.
2. Мамин А.Н. Применение метода дискретных связей при нелинейных расчетах железобетонных конструкций // Там же.

ОБ УДАЧНЫХ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЯХ

И.А.Иванов, В.Н.Федоров

Чебоксары, Чувашский государственный университет

Отечественный опыт проектирования имеет в своем распоряжении множество эпизодов, когда проектировщики, из-за отсутствия известного решения поставленной перед ними задачи, были вынуждены обращаться к оригинальным приемам конструирования, подчас не имеющим достаточного научного обоснования. В настоящее время, по прошествии многих лет, эти приемы могут рассматриваться как начало многолетних экспериментов, проведенных в реальных условиях, а показатели состояния строительных конструкций в процессе эксплуатации зданий и сооружений, где данные приемы применены – как достоверный и надежный экспериментальный материал. Большинство из подобных «экспериментов» оказалось весьма удачным, что свидетельствует о высокой квалификации отечественных проектировщиков. В качестве удачных можно привести следующие два эпизода из практики проектирования в ГПИ «Чебоксарский Промстройпроект».

В 1992 г. на Канашском заводе полимерных материалов была проведена реконструкция цеха по производству полимерхлоридных плиток – цех переставался под производство линолеума. Здание цеха было построено в 1960-е годы. Несущая система здания – каркасная. Основные конструкции каркаса – металлические: колонны из спаренных швеллеров №27 и стропильные фермы из спаренных уголков. Среда цеха – влажная, среднеагрессивная. К моменту реконструкции антикоррозионная защита колонн, расположенных у нагревательных печей, разрушилась, поверхность стали колонн местами растрескалась.

Проект реконструкции предусматривал усиление колонн у нагревательных печей и восстановление лакокрасочной защиты всех металлических конструкций. Усиленные колонны обкладывались каменной кладкой из шамотного кирпича марки 150. Раствор кладки – на жидкостекольным связующем, с добавлением известково-глиняной смеси. По результатам наблюдений, за последующие 13 лет процесс коррозионного разрушения элементов металлического каркаса здания практически не возобновился.

Второй пример – исполнение в 1994 г. аналогичной коррозионной защиты металлических колонн литейного цеха Чебоксарского завода промышленных тракторов, расположенных вблизи нагревательных печей (вагранок). Результат – положительный.

ВЫВОД

Следует создать каталог удачных проектных решений.

МЕТОД СОГЛАСОВАНИЯ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ С УРАВНЕНИЯМИ РАВНОВЕСИЯ НА ПРИМЕРЕ ОСЕСИММЕТРИЧНЫХ УПРУГИХ И ПЛАСТИЧЕСКИХ ПОЛЕЙ В ДЕКАРТОВЫХ И ПОЛЯРНЫХ СИСТЕМАХ КООРДИНАТ

И.Т. Артемьев, Э.И. Артемьев

Чебоксары, Чувашский госуниверситет.

§1. Упругие деформации.

Плоское состояние деформируемого твердого тела характеризуется компонентами напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} , которые удовлетворяют дифференциальным уравнениям равновесия

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0, \quad \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

Деформации описываются компонентами ε_x , ε_y , $\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{xy}$. В упругом состоянии эти компоненты напряжений и деформаций связаны обобщенным законом Гука:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x - \nu \sigma_y}{E}, \quad \varepsilon_y = \frac{\sigma_y - \nu \sigma_x}{E}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad (2)$$

где E – модуль упругости, ν – коэффициент Пуассона, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ – модуль упругости при сдвиге. Выразим из (2) напряжения через относительные деформации:

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot (\varepsilon_x + \nu \varepsilon_y), \quad \sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot (\varepsilon_y + \nu \varepsilon_x),$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{1+\nu} \cdot \varepsilon_{xy} \quad (3)$$

Проекции U_x и U_y смещений точек связаны с компонентами деформаций

ε_x , ε_y и $\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{xy}$ формулами Коши:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial U_x}{\partial x}, \quad \varepsilon_y = \frac{\partial U_y}{\partial y}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial U_x}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial x}. \quad (4)$$

Следствием этих соотношений является условие совместности деформаций:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \cdot \partial y} \quad (5)$$

Рассмотрим конкретный пример плоской деформации упругой бесконечной среды. Пусть точки плоскости смещаются в радиальном

направлении от начала координат на расстояния U , причем величина смещения каждой точки обратно пропорциональна ее расстоянию до начала координат:

$$U = \frac{a}{R}, \text{ где } R = \sqrt{x^2 + y^2}, \text{ } a - \text{ константа.} \quad (6)$$

Выражения для проекций вектора перемещений на оси координат имеют вид:

$$U_x = a \frac{x}{x^2 + y^2}, \quad U_y = a \frac{y}{x^2 + y^2}. \quad (7)$$

По формулам (4) находим компоненты тензора деформации материала:

$$\varepsilon_x = -a \frac{x^2 - y^2}{(x^2 + y^2)^2},$$

$$\varepsilon_y = a \frac{x^2 - y^2}{(x^2 + y^2)^2}, \quad \varepsilon_{xy} = \frac{\gamma_{xy}}{2} = -a \frac{2xy}{(x^2 + y^2)^2}. \quad (8)$$

Заметим, что в рассматриваемом случае относительное изменение объема $\varepsilon_x + \varepsilon_y$ остается равным нулю во всех точках среды, т.е. материал несжимаем. Используя формулы (3), найдем компоненты поля напряжений, которые привели к появлению рассматриваемых упругих деформаций

$$\sigma_x = -\frac{aE}{1+\nu} \cdot \frac{x^2 - y^2}{(x^2 + y^2)^2}, \quad \sigma_y = \frac{aE}{1+\nu} \cdot \frac{x^2 - y^2}{(x^2 + y^2)^2},$$

$$\tau_{xy} = -\frac{aE}{1+\nu} \cdot \frac{2xy}{(x^2 + y^2)^2}. \quad (9)$$

Поскольку эти компоненты напряжений удовлетворяют дифференциальным уравнениям равновесия (1), то рассмотренный пример можно отнести к моделям теории упругости. Смещение (6, 7) точек упругой среды можно интерпретировать как движение материала под действием силовых факторов в начале координат (полнос растяжения при $a > 0$ или стягивания при $a < 0$). Действие полюса растяжения чаще интерпретируется силовыми растягивающими факторами снаружи (возможно, на бесконечности). В полярной системе координат $x = R \cos \theta$, $y = R \sin \theta$.

Тогда выражения (7-9) принимают вид:

$$U_x = U \cos \theta, \quad U_y = U \sin \theta, \quad \varepsilon_x = -\frac{a}{R^2} \cdot \cos 2\theta, \quad \varepsilon_y = \frac{a}{R^2} \cdot \cos 2\theta,$$

$$\varepsilon_{xy} = -\frac{a}{R^2} \cdot \sin 2\theta$$

$$\sigma_x = -\frac{E}{1+\nu} \frac{a}{R^2} \cos 2\theta, \sigma_y = \frac{E}{1+\nu} \frac{a}{R^2} \cos 2\theta, \tau_{xy} = -\frac{E}{1+\nu} \frac{a}{R^2} \sin 2\theta$$

Очевидно, что перемещения (6) не зависят от полярной координаты. θ . Иначе говоря, деформирование осесимметричное. Следовательно, вдоль любого радиуса процесс повторяется. Достаточно исследовать напряженно-деформированное состояние вдоль оси x , когда $\theta = 0$. Последние формулы принимают вид:

$$U_x|_{\theta=0} = U, U_y|_{\theta=0} = 0, \varepsilon_x|_{\theta=0} = -\frac{a}{R^2},$$

$$\varepsilon_{xy}|_{\theta=0} = 0, \sigma_x|_{\theta=0} = -\frac{E}{1+\nu} \frac{a}{R^2}, \sigma_y|_{\theta=0} = \frac{E}{1+\nu} \frac{a}{R^2}, \tau_{xy}|_{\theta=0} = 0$$

Следовательно для радиальных и тангенциальных компонент перемещений, деформаций и напряжений, справедливы те - же самые формулы:

$$U_\rho = U, U_\theta = 0, \varepsilon_R = -\frac{a}{R^2}, \varepsilon_\theta = \frac{a}{R^2}, \varepsilon_{R\theta} = 0,$$

$$\sigma_R = -\frac{E}{1+\nu} \frac{a}{R^2}, \sigma_\theta = \frac{E}{1+\nu} \frac{a}{R^2}, \tau_{R\theta} = 0$$

Легко видеть, что при рассмотренной деформации концентрические окружности с центром в начале координат будут преобразовываться при деформации в другие концентрические окружности с тем - же центром. Направление θ является главным направлением, т.е. направлением нормальных максимальных напряжений и деформаций. Об этом говорит, например, тот факт, что $\tau_{R\theta} = 0$. Компоненты напряжений в полярной системе координат (главные напряжения) удовлетворяют соответствующим уравнениям равновесия осесимметричной задачи [1]:

$$\frac{d\sigma_R}{dR} + \frac{\sigma_R - \sigma_\theta}{R} = 0$$

§2. Пластические деформации.

В работе [4] показано, что в состоянии идеальной пластичности уравнения характеристических линий [5] можно представить в следующем виде:

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_{1,2} = \frac{-\varepsilon_{xy} \pm \sqrt{\varepsilon_{xy}^2 - \varepsilon_x \varepsilon_y}}{\varepsilon_y} \quad (12)$$

Здесь (в теории пластичности) ε_x , ε_y , ε_{xy} - компоненты тензора скоростей деформации [4, 5]. Определим уравнения характеристик для случая

идеальной пластичности, когда компоненты скоростей перемещения [5] заданы в виде (6, 7), и соответственно компоненты скоростей деформации - в виде (8). Преобразуем выражение под радикалом и определим его знак:

$$\varepsilon_{xy}^2 - \varepsilon_x \varepsilon_y = \frac{a^2}{(x^2 + y^2)^2} = \frac{U^4}{a^2} > 0 \quad (13)$$

Следовательно, соответствующая задача теории пластического течения принадлежит к гиперболическому типу и имеет два действительных семейства характеристик [4]. Заметим также, что здесь $\varepsilon_x + \varepsilon_y = 0$, т.е.

материал является несжимаемым согласно (8). Подставляя необходимые выражения из (8, 13) в формулу (12), получим уравнения характеристик в

виде:
$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_1 = \frac{x+y}{x-y}, \left(\frac{dy}{dx}\right)_2 = -\frac{x-y}{x+y} \quad (14)$$

Геометрический смысл производных, здесь заключается в том, что они являются угловыми коэффициентами, т.е. тангенсами угла между касательными к характеристическим линиям в рассматриваемой точке среды и осью абсцисс. Поскольку их произведение здесь равно -1, постольку два семейства характеристических линий, представляемых дифференциальными уравнениями (14), являются взаимно ортогональными. Общие интегралы

этих дифференциальных уравнений имеют вид: $\operatorname{arctg} \frac{y}{x} - \ln \sqrt{x^2 + y^2} = C_1$,

$$\operatorname{arctg} \frac{y}{x} + \ln \sqrt{x^2 + y^2} = C_2 \quad (15)$$

Перейдем к полярным координатам:

$$R = \sqrt{x^2 + y^2}, \quad \operatorname{tg} \varphi = \frac{y}{x} \quad (16)$$

Произведем в соответствии с (16) замену переменных в (15) и убедимся, что уравнения характеристик являются уравнениями взаимно ортогональных

логарифмических линий: $\ln R = \varphi - C_1$, $\ln R = -\varphi + C_2$ или: $R = e^{\varphi - C_1}$,

$R = e^{-\varphi + C_2}$. В теории идеальной пластичности линии характеристик соответствуют линиям скольжения, вдоль которых происходит течение металла (любого пластического материала) в предельном состоянии. Характеристики (18) проявляются при высоких (предельных) давлениях в трубах, стволах орудий [1, 5] и других случаях с осесимметричными предельными напряженно-деформированными состояниями в металлах. В частности такие состояния возникают при условии Треска – Сен-Венана:

$$\tau_{max} = k \text{ или } \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} + \tau_{xy}^2 = k \quad (19)$$

где k - предел текучести для максимального касательного напряжения [5]. Формально условие пластичности записывают в виде $F(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}) = 0$. В частности, можно принять вместо (19) условие

$$F(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}) = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} + \tau_{xy}^2 - k = 0. \quad (20)$$

Компоненты скорости деформации определяются по закону, ассоциированному с условием пластичности:

$$\varepsilon_x = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_x}, \varepsilon_y = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_y}, 2\varepsilon_{xy} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \tau_{xy}}, \quad (21)$$

где λ - неотрицательный множитель Лагранжа, поскольку формулы (20) получены исходя из условного экстремума на максимум скорости диссипации удельной энергии пластических деформаций [5]:

$\varepsilon_x \sigma_x + \varepsilon_y \sigma_y + 2\varepsilon_{xy} \tau_{xy}$ при условии $F(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}) = 0$. Функция Лагранжа принимает вид $L = \varepsilon_x \sigma_x + \varepsilon_y \sigma_y + 2\varepsilon_{xy} \tau_{xy} - \lambda F(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy})$. Условный экстремум сводится к системе уравнений:

$$\frac{\partial L}{\partial \sigma_x} = 0, \frac{\partial L}{\partial \sigma_y} = 0, \frac{\partial L}{\partial \tau_{xy}} = 0 \quad (22)$$

при выполнении условия пластичности. Из (21) непосредственно следуют соотношения (20). Согласно этому ассоциированному закону и функции (19) выразим компоненты скоростей деформации следующим образом:

$$\varepsilon_x = \lambda \frac{\sigma_x - \sigma_y}{4k}, \varepsilon_y = -\lambda \frac{\sigma_x - \sigma_y}{4k}, \varepsilon_{xy} = \lambda \frac{\tau_{xy}}{2k}.$$

Предполагая зависимости от координат для компонент скоростей деформации в виде (8), и сравнивая с ними выражения (22), найдем зависимости для компонент напряжения в следующем виде:

$$\begin{aligned} \sigma_x - \sigma_y &= -\frac{4ka}{\lambda} \frac{x^2 - y^2}{(x^2 + y^2)^2}, \\ \tau_{xy} &= -\frac{2ka}{\lambda} \frac{2xy}{(x^2 + y^2)^2}. \end{aligned} \quad (23)$$

Первое из этих соотношений подсказывает, что нормальные компоненты напряжения можно выразить с точностью до среднего напряжения σ :

$$\sigma_y = \sigma + \frac{2ka}{\lambda} \frac{x^2 - y^2}{(x^2 + y^2)^2},$$

$$\tau_{xy} = -\frac{2ka}{\lambda} \frac{2xy}{(x^2 + y^2)^2} \quad (24)$$

Переходя к полярным координатам, получим:

$$\sigma_x = \sigma - \frac{2k}{\lambda} \frac{a}{R^2} \cos 2\theta, \sigma_y = \sigma + \frac{2k}{\lambda} \frac{a}{R^2} \cos 2\theta,$$

$$\tau_{xy} = -\frac{2k}{\lambda} \frac{a}{R^2} \sin 2\theta \quad (25)$$

Следовательно, для компонент напряжения в полярных направлениях справедливы формулы, аналогичные (9):

$$\sigma_R = \sigma - \frac{2k}{\lambda} \frac{a}{R^2}, \sigma_\theta = \sigma + \frac{2k}{\lambda} \frac{a}{R^2}, \tau_{R\theta} = 0. \quad (26)$$

Условие пластичности (19) в полярных координатах принимает вид:

$$\left| \frac{\sigma_R - \sigma_\theta}{2} \right| = k. \quad (27)$$

Отсюда с учетом (26) получим условие для определения множителя

Лагранжа: $\frac{2}{\lambda} \frac{a}{R^2} = 1$. (28). Выражения для компонент напряжения в

декартовых и в полярных направлениях (25, 26) принимают вид:

$$\sigma_x = \sigma - k \cos 2\theta, \sigma_y = \sigma + k \cos 2\theta, \tau_{R\theta} = 0, \tau_{xy} = -k \sin 2\theta, \sigma_R = \sigma - k,$$

$$\sigma_\theta = \sigma + k.$$

Подчиним последние выражения дифференциальным уравнениям равновесия

$$(1): \frac{d\sigma}{dR} - \frac{2k}{R} = 0. \quad (27)$$

Интегрируя, выразим зависимость среднего напряжения от радиуса:

$$\sigma = 2k \cdot \ln R + C. \quad (28)$$

В декартовых координатах имеем:

$$\sigma = k \cdot \ln(x^2 + y^2) + C \quad (29)$$

Тогда компоненты напряжения осесимметричного идеально пластического состояния в декартовых направлениях выражаются следующими формулами:

$$\sigma_x = k \cdot \ln \left(\sqrt{2 + y^2} \right) \cdot k \frac{x^2 - y^2}{\left(\sqrt{2 + y^2} \right)^2} + C,$$

$$\sigma_y = k \cdot \ln \left(\sqrt{2 + y^2} \right) \cdot k \frac{x^2 - y^2}{\left(\sqrt{2 + y^2} \right)^2} + C,$$

$$\tau_{xy} = -k \frac{2xy}{\left(\sqrt{2 + y^2} \right)^2}$$

Они также должны удовлетворять уравнениям равновесия (1) по построению.

Литература:

1. Теребушко О.И. Основы теории упругости и пластичности. - М.: Наука, 1984. 320 с.
2. Рекач Г.В. Руководство к решению задач по теории упругости. – М.: Высш. шк., 1977. 215 с.
3. Артемьев И.Т., Григорьев Е.А., Григорьева М.Е. Математические методы в механике деформируемого твердого тела: Курс лекций. – Чебоксары: Чуваш. ун-т., 1998. 92 с.
4. Артемьев И.Т. Соотношения плоской задачи идеальной пластичности при произвольном условии текучести. / Исследования по краевым задачам и их приложениям: Межвуз. сб. науч. тр. – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 1992. С. 4 – 13.
5. Соколовский В.В. Теория пластичности. – М.-Л.: ГИТТЛ, 1950. 396 с.

ОСЕСИММЕТРИЧНОЕ ТЕЧЕНИЕ ПРИ ЭЛЛИПТИЧЕСКОМ УСЛОВИИ ПЛАСТИЧНОСТИ

И.Т. Артемьев, Э.И. Артемьев, А.М. Пиняев

Чебоксары, Чувашский госуниверситет

Плоское осесимметричное состояние деформируемого твердого тела характеризуется компонентами напряжений $\sigma_R, \sigma_\theta, \tau_{R\theta} = 0$. Две первые зависят от радиальной координаты R и удовлетворяют дифференциальному уравнению [1, 2] равновесия:

$$\frac{d\sigma_R}{dR} + \frac{\sigma_R - \sigma_\theta}{R} = 0 \quad (1)$$

Компоненты σ_R, σ_θ - являются главными и направленными вдоль полярных радиусов и по нормальям к ним соответственно. Рассмотрим пластическое течение среды, с эллиптическим условием [3] текучести

$$F(\sigma, \tau) = 0, \text{ когда: } F(\sigma, \tau) = \frac{(\sigma + c)^2}{a^2} + \frac{\tau^2}{b^2} - 1 \quad (2)$$

где $\sigma = \frac{\sigma_R + \sigma_\theta}{2}$ - среднее напряжение, $\tau = \frac{\sigma_R - \sigma_\theta}{2}$ - максимальное касательное напряжение. Здесь a, b, c - функции состояния материала (вообще говоря, зависящие от R). Параметр c - определяет сдвиг эллипса по горизонтальной оси, a и b - величины его полуосей; σ - среднее напряжение, τ - максимальное касательное напряжение.

Скорости пластических деформаций описываются компонентами $\varepsilon_R, \varepsilon_\theta$. Они определяются по закону, ассоциированному [4] с условием пластичности:

$$\varepsilon_R = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_R}, \quad \varepsilon_\theta = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_\theta} \quad (3)$$

где λ - неотрицательный множитель. В соответствии с (2, 3) найдем:

$$\varepsilon_R = \lambda \left(\frac{\sigma + c}{a^2} + \frac{\tau}{b^2} \right), \quad \varepsilon_\theta = \lambda \left(\frac{\sigma + c}{a^2} - \frac{\tau}{b^2} \right) \quad (4)$$

При осесимметричном течении компоненты скоростей деформаций связаны со скоростями точек среды [1, 2] формулами:

$$\varepsilon_R = \frac{\partial U}{\partial R}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{U}{R}, \quad (5)$$

Рассмотрим пример плоского осесимметричного течения пластической среды, когда точки смещаются в радиальном направлении от начала координат со скоростями U по следующему закону:

$$U = \mu R - \frac{\nu}{R}, \quad (6)$$

где μ, ν - константы (вообще говоря, произвольных знаков). В соответствии с (5, 6) получим:

$$\varepsilon_R = \left(\mu + \frac{\nu}{R^2} \right), \quad \varepsilon_\theta = \left(\mu - \frac{\nu}{R^2} \right) \quad (7)$$

Сравнивая выражения (4) и (7), получим:

$$\lambda \frac{\sigma + c}{a^2} = \mu, \quad \lambda \frac{\tau}{b^2} = \frac{\nu}{R^2} \quad (8)$$

Отсюда выразим компоненты главных напряжений при рассматриваемом осесимметричном течении следующим образом:

$$\sigma = \frac{\mu \cdot a^2}{\lambda} - c, \quad \tau = \frac{\nu \cdot b^2}{\lambda \cdot R^2} \quad (9)$$

Складывая и вычитая эти выражения, получим:

$$\sigma_R = \sigma + \tau = \frac{\mu \cdot a^2 \cdot R^2 + \nu \cdot b^2}{\lambda \cdot R^2} - c, \quad \sigma_\theta = \sigma - \tau = \frac{\mu \cdot a^2 \cdot R^2 - \nu \cdot b^2}{\lambda \cdot R^2} - c \quad (10)$$

Рассмотрим конкретный пример пластичного предельного состояния трубы под действием внутреннего давления q . Внутренний и внешний радиусы трубы будем считать равными r_1 и r_2 соответственно. Граничные условия принимаем следующие:

$$\sigma_R = q \text{ при } R = r_1, \quad \sigma_R = 0 \text{ при } R = r_2 \quad (11)$$

С учетом (10) из (11) получим соотношения:

$$q = \frac{\mu \cdot a_1^2}{\lambda} + \frac{\nu \cdot b_1^2}{\lambda \cdot r_1^2} - c, \quad \frac{\mu \cdot a_2^2}{\lambda} + \frac{\nu \cdot b_2^2}{\lambda \cdot r_2^2} - c = 0 \quad (12)$$

Из второго уравнения найдем параметр

$$\lambda = \frac{\mu \cdot a^2 \cdot r_2^2 + \nu \cdot b^2}{c \cdot r_2^2} \quad (13)$$

Подставляя это выражение в первое соотношение (12), найдем предельное давление в трубе:

$$q = c \left(\frac{\mu \cdot a^2 \cdot r_1^2 + \nu \cdot b^2}{\mu \cdot a^2 \cdot r_2^2 + \nu \cdot b^2} \cdot \frac{r_2^2}{r_1^2} - 1 \right) \quad (14)$$

Определим среднее нормальное и максимальное касательное напряжения из (9) и (13):

$$\sigma = -\frac{c \cdot b^2 \cdot \nu}{a^2 \cdot \mu \cdot r_2^2 + b^2 \cdot \nu}, \quad \tau = \frac{c \cdot b^2 \cdot \nu}{a^2 \cdot \mu \cdot r_2^2 + b^2 \cdot \nu} \cdot \frac{r_2^2}{R^2} \quad (15)$$

Отсюда следует, $\tau = \sigma \cdot \frac{r_2^2}{R^2}$. Следовательно, на внешней поверхности трубы $\tau = \sigma$, что согласуется с условием отсутствия на этой поверхности нормального давления.

Определим полярные компоненты напряжений из (10) и (13):

$$\sigma_R = -\sigma \cdot \left(\frac{r_2^2}{R^2} - 1 \right), \quad \sigma_\theta = \sigma \cdot \left(\frac{r_2^2}{R^2} + 1 \right) \quad (16)$$

Легко видеть, что эти компоненты напряжений тождественно удовлетворяют дифференциальным уравнениям равновесия (1).

В работе [5] показано, что при плоском напряженном состоянии идеальной пластичности уравнения характеристических линий в декартовой системе координат можно представить в следующем виде:

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_{1,2} = \frac{-\varepsilon_{xy} \pm \sqrt{\varepsilon_{xy}^2 - \varepsilon_x \varepsilon_y}}{\varepsilon_y} \quad (17)$$

где ε_x , ε_y , ε_{xy} - декартовы компоненты тензора скоростей деформации [4, 5]. Соответственно, уравнения характеристик в полярной системе координат, для рассматриваемой здесь осесимметричной задачи,

принимают вид:
$$\left(\frac{dR}{R \cdot d\theta}\right)_{1,2} = \pm \sqrt{\frac{-\varepsilon_\theta}{\varepsilon_R}}$$

(18)

Выражение в левой части уравнения (18) имеет геометрический смысл тангенса угла наклона ψ характеристики к полярному радиусу. С учетом выражений (7), уравнения характеристических линий принимают вид:

$$\tan \psi = \pm \sqrt{\frac{\nu - \mu \cdot R^2}{\nu + \mu \cdot R^2}} \quad (20)$$

Последнее выражение, очевидно, имеет смысл при $R \leq \left|\frac{\nu}{\mu}\right|$ с учетом знаков параметров функции (6). Следовательно, рассматриваемое

пластическое состояние в трубе возможно при ограничениях $r_1 < r_2 \leq \left|\frac{\nu}{\mu}\right|$. Из

(20) следует, что при $R = 0$ характеристики пересекают радиальную линию

под углами $\psi = \pm \frac{\pi}{4}$, а при $R = \left|\frac{\nu}{\mu}\right|$ возможны ситуации:

$$\nu - \mu \cdot R^2 = 0 \text{ и } \psi_1 = 0, \psi_2 = \pi \text{ или } \nu + \mu \cdot R^2 = 0 \text{ и } \psi_1 = +\frac{\pi}{2}, \psi_2 = -\frac{\pi}{2}$$

Таким образом, при рассматриваемом пластическом течении, острый угол наклона характеристик к радиальной линии при возрастании радиуса может увеличиваться от 45° до 90° или уменьшаться от 45° до 0 в зависимости от соотношения знаков параметров функции (6). Физический смысл двух семейств характеристик заключен в том, что вдоль них происходит течение материала в предельном состоянии [5].

Заметим, что при $\mu = 0$ характеристики составляют с радиальными линиями углы 45 градусов и ограничений на значения радиуса, при котором имеет место пластическое течение, не существует. Этот случай изучен в теории пластичности при условии Треска – Сен-Венана [6].

Подчиним функцию пластичности (2) зависимостям напряжений от радиальной координаты (15). Получим условие пластичности в координатной форме:

$$\frac{\left(-\frac{c \cdot b^2 \cdot \nu}{a^2 \cdot \mu \cdot r_2^2 + b^2 \cdot \nu} + c\right)^2}{a^2} + \frac{\left(\frac{c \cdot b^2 \cdot \nu}{a^2 \cdot \mu \cdot r_2^2 + b^2 \cdot \nu} \cdot \frac{r_2^2}{R^2}\right)^2}{b^2} = 1$$

Это условие можно рассматривать как уравнение связи между параметрами эллипса a , b , c .

Литература:

6. Соколовский В.В. Теория пластичности. – М.-Л.: ГИТТЛ, 1950. 396 с.
7. Теребушко О.И. Основы теории упругости и пластичности. - М.: Наука, 1984. 320 с.
8. Друянов Б.А. Прикладная теория пластичности пористых тел. –М: Машиностроение, 1989. -168 с.
9. Артемьев И.Т., Григорьев Е.А., Григорьева М.Е. Математические методы в механике деформируемого твердого тела: Курс лекций. – Чебоксары: Чуваш. ун-т., 1998. 92 с.
10. Артемьев И.Т. Соотношения плоской задачи идеальной пластичности при произвольном условии текучести. / Исследования по крайвым задачам и их приложениям: Межвуз. сб. науч. тр. – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 1992. С. 4 – 13.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ МЕТОДОМ ТЕНЗОМЕТРИИ

И. А.Чернов, Г. Н. Дмитриев, Х. Д. Гайнутдинов, Е. Г. Михайлова
Чувашский госуниверситет

Методы экспериментального определения деформаций и напряжений играют исключительно важную роль в инженерном деле. Они используются как при определении констант упругости и прочности различных материалов, так и для проверки различных теоретических или проектных решений,

выполняемых на моделях или на реальных опытных объектах. Как известно, метод тензометрии состоит в измерении малых деформаций в отдельных точках детали или модели и последующем переходе от них к напряжениям с использованием закона Гука. На поверхности тела, если эта поверхность непосредственно не нагружена распределенной нагрузкой, имеет место плоское (или в частном случае линейное) напряженное состояние, характеризуемое главными напряжениями σ_I и σ_{II} и главными деформациями ε_I и ε_{II} . Именно эти деформации могут быть измерены методом тензометрии. Для изотропного тела они связаны с напряжениями законом Гука. По измеренным деформациям ε_I и ε_{II} в методе тензометрии вычисляют напряжения по формулам

$$\sigma_I = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_I + \nu\varepsilon_{II}), \sigma_{II} = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{II} + \nu\varepsilon_I) \quad (1)$$

где E и ν - модуль упругости и коэффициент поперечной деформации (коэффициент Пуассона) материала исследуемого тела.

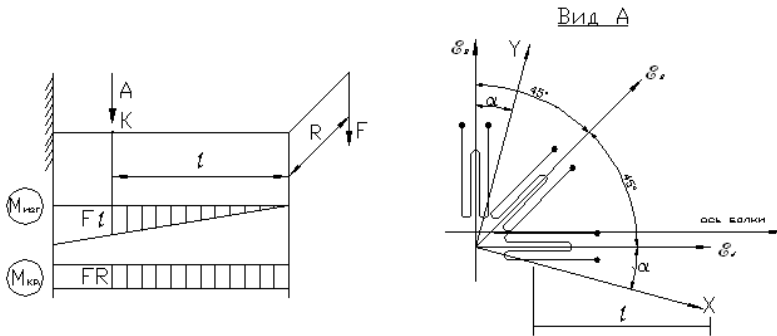


Рис. 1

Рассмотрим задачу определения главных напряжений σ_I и σ_{II} и угла α , образованного направлением σ_I с произвольно выбранной осью x .

Очевидно, что для определения трех неизвестных σ_I, σ_{II} и α надо получить из опыта три какие-либо деформации. Обычно в данной точке замеряют три удлинения $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ и ε_3 . Для этого тензометры располагают так, как показано на рис.1. Такая установка тензометров называется прямоугольной розеткой. Расчетные формулы для прямоугольной розетки получены в [1]

$$\varepsilon_{1,II} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 + \varepsilon_3 - 2\varepsilon_2)^2}, \quad \operatorname{tg} 2\alpha = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3 - 2\varepsilon_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}, \quad (2)$$

где $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ и ε_3 - деформации, измеренные соответствующими тензорезисторами розетки, $\varepsilon_1, \varepsilon_{II}$ - главные деформации, α - угол, образованный осью тензора деформации и осью установки тензорезистора 1. В работе [2] приводится формула для определения главных деформаций в виде

$$\varepsilon_{1,II} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_2)^2}. \quad (3)$$

Можно показать, что (2) и (3) являются тождественными равенствами. Для этого необходимо раскрыть выражение под радикалом в (2) и произвести новую компоновку величин. Уточненная формула для определения главных деформаций получена в [3]

$$\varepsilon_{x,y} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2(\varepsilon_1 - \nu)} \pm \frac{1}{2(\varepsilon_1 + \nu)} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 + \varepsilon_3 - 2\varepsilon_2)^2}, \quad (4)$$

которая легко приводится к виду

$$\varepsilon_{x,y} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2(\varepsilon_1 - \nu)} \pm \frac{1}{\sqrt{2}(\varepsilon_1 + \nu)} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_2)^2}, \quad (5)$$

где ε_x и ε_y - смешанные главные деформации.

Для определения напряженных главных деформаций ε_I и ε_{II} и расчета на их основе главных напряжений σ_I и σ_{II} в соотношениях (4) или (5) и (1) принимают $\nu = 0$ и получают соотношения (2) или (3) для определения напряженных главных деформаций и соотношения, определяющие главные напряжения.

Достоверность правильности определения смешанных главных деформаций ε_x и ε_y по (4) или (5) и главных напряжений σ_I и σ_{II} по (1) должна подтвердить практика. Для этого предлагается проводить экспериментальные исследования на установке, приведенной на рис. 1. Данная установка позволяет осуществить сложное нагружение (изгиб + кручение) консольной балки с кольцевым поперечным сечением и размерами

D мм и d мм. Эталонная гиря веса Q кГ в исследуемом сечении «К» балки создает изгибающий момент $M_{изг} = Q \cdot l$ и крутящий момент $M_{кр} = Q \cdot R$, которые в верхней точке сечения «К» вызывают нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{M_{изг}}{W_x} \text{ и касательные напряжения } \tau = \frac{M_{кр}}{W_p}, \text{ где } W_x = \frac{\pi D^3}{32} \left(1 - c_0^4\right)$$

$$W_p = \frac{\pi D^3}{16} \left(1 - c_0^4\right) - \text{ моменты сопротивления сечения при изгибе и кручении}$$

соответственно, $c_0 = \frac{d}{D}$ - соотношение внутреннего и наружного диаметров сечения балки. По теории напряжений главные напряжения в верхней точке сечения «К» балки определяются соотношениями

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}, \quad (6)$$

а угол, образованный направлением оси балки и главной осью тензора напряжений, вычисляется формулой

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma}. \quad (7)$$

Расчетные значения главных напряжений σ_I, σ_{II} и угла α , полученные по (6) и (7), которые в дальнейшем принимаются за действительные значения, следует сопоставлять с соответствующими значениями, полученными в результате экспериментальных исследований по теории напряжений.

При нагружении балки эталонной гирей Q цифровой измеритель ИДЦ – 1 выдает значения деформаций поверхности балки по направлениям установленных тензорезисторов $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$. Далее по (2) или (3) и (4) или (5) вычисляются главные деформации ε_I и ε_{II} , а по (1) определяются главные напряжения σ_I и σ_{II} . Заметим, что на практике значения σ_I, σ_{II} и α , полученные на основе формул (2) и (3), существенно отличаются от действительных значений, определенных по (6) и (7). Принято считать, что ошибки в определении главных напряжений и угла α вызваны неправильным определением главных деформаций. В работе [3] показано, что источником ошибок является предположение о полной аналогии теорий напряжений и деформаций. На основе учета разницы теорий напряжений и деформаций получены уточненные формулы для определения смешанных главных

деформаций (4) и (5). Величины напряженных главных деформаций ε_I и ε_{II} и главных напряжений σ_I и σ_{II} получают по (4) или (5) и (1) при $\nu = 0$. При этом (1) запишется в виде

$$\sigma_I = E\varepsilon_I, \sigma_{II} = E\varepsilon_{II}. \quad (8)$$

Корректность равенств (8) обосновывается следующим образом.

Известно, что обобщенный закон Гука для плосконапряженного состояния записывается в виде

$$\varepsilon_I = \frac{1}{E} (\sigma_I - \nu\sigma_{II}), \varepsilon_{II} = \frac{1}{E} (\sigma_{II} - \nu\sigma_I). \quad (9)$$

Зависимости (9) соответствуют действительности и подтверждены практикой. Из (9) можно получить обратные зависимости, определяющие главные напряжения по главным деформациям, то есть зависимости (1). В выражениях (1) первые составляющие напряжений образованы напряженными деформациями ε_I и ε_{II} , вторые составляющие напряжений – сопутствующими деформациями $\nu\varepsilon_{II}$ и $\nu\varepsilon_I$, то есть фиктивными. Таким образом, выражения (1) в рассматриваемом контексте являются некорректными и являются главной причиной ошибок в тензометрировании. Данный вывод полностью подтверждается экспериментом.

Исходные данные экспериментальной установки:

$$D = 69 \text{ мм}, d = 66 \text{ мм}, l = 450 \text{ мм}, R = 300 \text{ мм}, Q = 20 \text{ кГ}.$$

Расчетные величины эксперимента равны:

$$M_{изг} = Q \cdot l = 20 \cdot 45 = 900 \text{ кГсм}, M_{кр} = Q \cdot R = 20 \cdot 30 = 600 \text{ кГсм},$$

$$c_0 = \frac{d}{D} = \frac{66}{96} = 0,956, \left(-c_0^4 \right) = \left(-0,956^4 \right) = 0,163,$$

$$W_x = \frac{\pi D^3}{32} \left(-c_0^4 \right) = \frac{\pi \cdot 9,6^3}{32} \cdot 0,163 = 5,254 \text{ см}^3, \sigma = \frac{M_{изг}}{W_x} = \frac{900}{5,254} = 171,298 \frac{\text{кГ}}{\text{см}^2},$$

$$W_p = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 5,254 = 10,509 \text{ см}^3, \tau = \frac{M_{кр}}{W_p} = \frac{600}{10,509} = 57,094 \frac{\text{кГ}}{\text{см}^2},$$

$$\sigma_{I,II} = \frac{\sigma}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} = \frac{171,298}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{171,298^2 + 4 \cdot 57,094^2} = 85,649 \pm 102,934,$$

$$\sigma_I = 85,649 + 102,934 = 188,589 \frac{\text{кГ}}{\text{см}^2}, \sigma_{II} = 85,649 - 102,934 = -17,285 \frac{\text{кГ}}{\text{см}^2},$$

$$\text{tg } 2\alpha = \frac{2 \cdot \tau}{\sigma} = -\frac{2 \cdot 57,094}{171,298} = -0,667, \alpha = -16,85^\circ.$$

После приложения нагрузки «Q» тензорезисторы розетки показали приращение деформаций

$$\varepsilon_I = 7,34 \cdot 10^{-5} \frac{\text{М}}{\text{М}}, \varepsilon_2 = 8,60 \cdot 10^{-5} \frac{\text{М}}{\text{М}}, \varepsilon_3 = 1,23 \cdot 10^{-5} \frac{\text{М}}{\text{М}}.$$

По измеренным деформациям и выражениям (2) или (3) определяются главные деформации $\varepsilon_I = 9,572 \cdot 10^{-5} \frac{\text{М}}{\text{М}}$ и $\varepsilon_{II} = -1,002 \cdot 10^{-5} \frac{\text{М}}{\text{М}}$, которые по выражениям (1) дают результаты, вызывающие сомнения

$$\sigma_I = \frac{E}{(-\nu^2)} \left(\varepsilon_I + \nu \varepsilon_{II} \right) = \frac{2 \cdot 10^6}{(-0,3^2)} \left(9,572 - 0,3 \cdot 1,002 \right) = 203,76 \frac{\text{кГ}}{\text{см}^2},$$

$$\sigma_{II} = \frac{E}{(-\nu^2)} \left(\varepsilon_{II} + \nu \varepsilon_I \right) = \frac{2 \cdot 10^6}{(-0,3^2)} \left(-1,002 + 0,3 \cdot 9,572 \right) = 41,09 \frac{\text{кГ}}{\text{см}^2}.$$

По (2) определим направление главной оси тензора деформации

$$\text{tg } 2\alpha = \frac{\varepsilon_I + \varepsilon_3 - 2\varepsilon_2}{\varepsilon_I - \varepsilon_3} = \frac{7,34 + 1,23 - 2 \cdot 8,60}{7,34 - 1,23} = -1,41, \alpha = -27,3^\circ$$

Равенства (8) определяют по рекомендуемой методике значения главных напряжений

$$\sigma_I = E\varepsilon_I = 2 \cdot 10^6 \cdot 9,572 \cdot 10^{-5} = 191,44 \frac{\text{кГ}}{\text{см}^2},$$

$$\sigma_{II} = E\varepsilon_{II} = -2 \cdot 10^6 \cdot 1,002 \cdot 10^{-5} = -20,04 \frac{\text{кГ}}{\text{см}^2}.$$

В заключении приводим таблицу сводных данных, полученных на основе расчетных формул, по которым вычисляются нормальные напряжения от

изгибающего момента, касательные напряжения от крутящего момента, по которым в конечном итоге вычисляются главные напряжения σ_I и σ_{II} , значения которых принимаем за действительные значения. Найденные значения сравниваются со значениями соответствующих величин, полученных методом тензометрирования по существующей и предлагаемой методикам.

| Параметр | Размерность | Действительные значения - по формулам теории напряженного состояния | Значения по методу тензометрии | |
|--------------------|---------------------------------|---|--|--|
| | | | По существующей методике | По предлагаемой методике |
| σ_I | $\frac{\text{кГ}}{\text{см}^2}$ | 188,589, | 203,76; форм. (1) | 191,44; форм. (8) |
| σ_{II} | $\frac{\text{кГ}}{\text{см}^2}$ | -17,285 | 41,09; форм. (1) | -20,04; форм. (8) |
| ε_I | $\frac{\text{м}}{\text{м}}$ | $9,689 \cdot 10^{-5}$; форм. (9) | $9,572 \cdot 10^{-5}$; форм. (2), (3) | $9,572 \cdot 10^{-5}$; форм. (2), (3) |
| ε_{II} | $\frac{\text{м}}{\text{м}}$ | $-3,693 \cdot 10^{-5}$; форм. (9) | $-1,002 \cdot 10^{-5}$; форм. (2), (3) | $-1,002 \cdot 10^{-5}$; форм. (2), (3) |

Список использованной литературы

1. Феодосьев В. И. Сопротивление материалов. – М.: Наука, 1970.
2. Смирнов А. Ф. Сопротивление материалов. – М.: Высшая школа, 1975.
3. Чернов И. А. Измерения напряжений в объектах исследований. Измерительная техника, 2005, №9. М.: Стандартиформ.

ОБ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОМ ОПРЕДЕЛЕНИИ НАПРЯЖЕНИЙ МЕТОДОМ ТЕНЗОМЕТРИИ

И.А. Чернов, Г.Н. Дмитриев, Х.Д. Гайнутдинов, Е.Г. Михайлова
г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

Во многих областях науки, техники и строительства для обеспечения минимальной массы конструкции или сооружения требуется экспериментальная проверка реальных напряжений в несущих элементах при различных видах нагружения. Для этой цели применяют метод тензометрии.

Однако прямое измерение напряжений невозможно. Экспериментальное определение напряжения основано на измерении деформаций, возникающих при нагружении конструкции.

Напряжения находят косвенно по результатам измерения деформаций, используя соотношения теории упругости, связывающие компоненты деформаций и напряжений. При этом самая простая задача - определение напряжений в одноосно (линейно) напряженном элементе объекта, где зависимость нормальных напряжений σ от измеренных нормальных деформаций ε описывается законом Гука

$$\sigma = \varepsilon E,$$

где E – модуль упругости материала.

Для определения напряжений по результатам измерения деформаций в сложнагруженных элементах используют обобщенный закон Гука, который в главных осях тензора напряжений имеет вид

$$\varepsilon_I = \frac{\sigma_I - \nu(\sigma_{II} + \sigma_{III})}{E}, \varepsilon_{II} = \frac{\sigma_{II} - \nu(\sigma_I + \sigma_{III})}{E}, \varepsilon_{III} = \frac{\sigma_{III} - \nu(\sigma_I + \sigma_{II})}{E}, \quad (1)$$

где $\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$ – главные напряжения, $\varepsilon_I, \varepsilon_{II}, \varepsilon_{III}$ – главные деформации, ν – коэффициент Пуассона материала.

Поскольку измеряются деформации элемента, расположенного на поверхности объекта, то главное напряжение в направлении перпендикуляра к этой поверхности элемента, всегда равно нулю, т. е. соотношения (1) примут следующий вид:

$$\varepsilon_I = \frac{\sigma_I - \nu\sigma_{II}}{E}, \varepsilon_{II} = \frac{\sigma_{II} - \nu\sigma_I}{E}, \varepsilon_{III} = -\nu \frac{\sigma_I + \sigma_{II}}{E}.$$

Обратные зависимости главных напряжений от изменения главных деформаций будут равны

$$\sigma_I = \frac{E}{1-\nu^2} [\varepsilon_I + \nu\varepsilon_{II}], \sigma_{II} = \frac{E}{1-\nu^2} [\varepsilon_{II} + \nu\varepsilon_I], \quad (2)$$

Откуда следует, что задача определения нормальных напряжений сводится к нахождению главных деформаций. На практике измерения напряжений главных напряжений неизвестны напряжения главных осей тензора деформаций и их величины. В теории деформаций полагают, что тензоры деформаций и тензоры напряжений совпадают. Для определения направлений главных осей тензора деформаций и главных деформаций на поверхности элемента устанавливают тензорозетку из трех тензорезисторов (рис. 1), оси которых расположены под углом 45° [1]

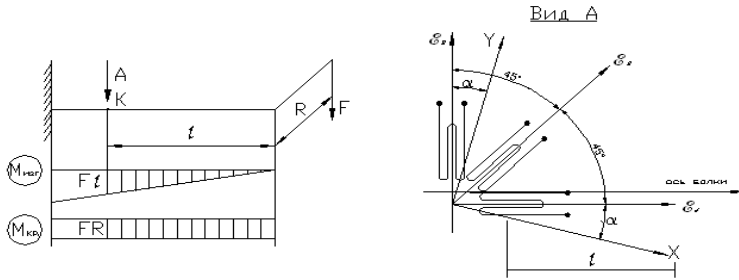


Рис. 1. Схема расположения тензорезисторов розетки

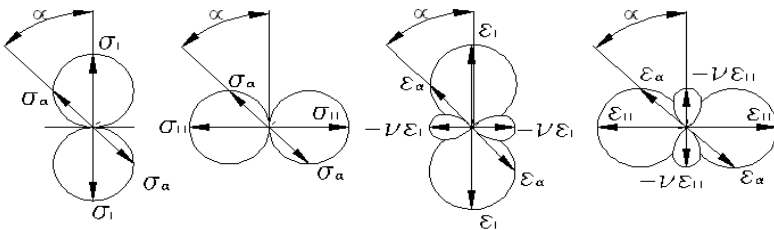


Рис. 2. Сечения поверхностей нормальных напряжений и нормальных деформаций с плоскостями, проведенными через векторы главных напряжений и главных деформаций в случае одноосного нагружения

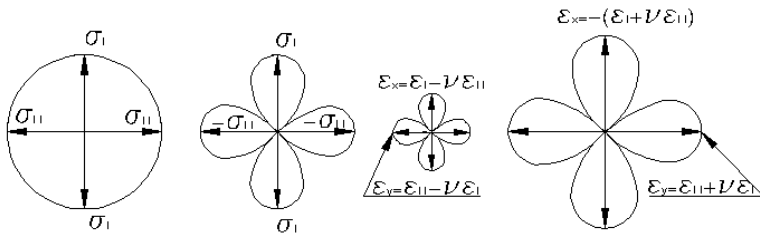


Рис. 3. Сечения поверхностей нормальных напряжений и нормальных деформаций с плоскостями, проведенными через векторы главных напряжений и главных деформаций для плоского нагружения

Если оси x и y являются главными осями тензора деформаций и существует аналогия между теориями напряжений и деформаций, то деформации на наклонных площадках определяются равенством

$$\varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_x \cos^2 \alpha + \varepsilon_y \sin^2 \alpha, \quad (3)$$

где ε_x , ε_y - главные деформации,

По (3) находят деформации по направлениям установки тензорезисторов розетки по известным равенствам

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 &= \varepsilon_a = \varepsilon_x \cos^2 \alpha + \varepsilon_y \sin^2 \alpha, \\ \varepsilon_2 &= \varepsilon_{(\alpha+45^\circ)} = \varepsilon_x \cos^2 (\alpha+45^\circ) + \varepsilon_y \sin^2 (\alpha+45^\circ), \\ \varepsilon_3 &= \varepsilon_{(\alpha+90^\circ)} = \varepsilon_x \cos^2 (\alpha+90^\circ) + \varepsilon_y \sin^2 (\alpha+90^\circ) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

По (3) после преобразования (4) получим

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x + \varepsilon_y &= \varepsilon_1 + \varepsilon_3; \quad \varepsilon_x - \varepsilon_y = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{\cos 2\alpha}, \\ \varepsilon_2 &= \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} + \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2} \operatorname{tg} 2\alpha, \quad \operatorname{tg} 2\alpha = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3 - 2\varepsilon_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

По (5) можно получить выражения для определения главных деформаций

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 + \varepsilon_3 - 2\varepsilon_2)^2}, \\ \varepsilon_y &= \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 + \varepsilon_3 - 2\varepsilon_2)^2} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

и главных напряжений $\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} [\varepsilon_x + \nu \varepsilon_y]$, $\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} [\varepsilon_y + \nu \varepsilon_x]$. (7)

Такая задача определения направлений главных осей тензора деформаций, главных деформаций, главных напряжений по результатам измерения деформаций с помощью тензорозетки рассмотрена в [2]. Там же получена формула для определения главных деформаций

$$\varepsilon_{x,y} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_2)^2} \quad (8)$$

Можно показать, что соотношения (6) и (8) эквивалентны.

Однако определение главных деформаций по (6) или (8) вызывает сомнение в корректности решения задачи. Заметим также, что выражение (3) получено из условия полной аналогии между теориями напряжений и деформаций. Для одноосного нагружения элемента объекта оно принимает вид

$$\varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_x \cos^2 \alpha . \quad (9)$$

Известно, что нормальные напряжения на наклонных площадках при одноосном нагружении образца определяются равенством

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_x \cos^2 \alpha ,$$

что подтверждено экспериментально. Однако соотношение (9), принятое в теории деформаций для нахождения деформаций на наклонных площадках, при одноосном нагружении образца экспериментами не подтверждается, а дает

$$\varepsilon_{\alpha=0} = \varepsilon_x, \varepsilon_{\alpha=0,5\pi} = -\nu\varepsilon_x$$

Тензор деформаций при одноосном нагружении элемента можно представить в виде

$$\varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_x \cos^2 \alpha - \nu\varepsilon_x \sin^2 \alpha = \varepsilon_x \left(\cos^2 \alpha - \nu \sin^2 \alpha \right),$$

которое соответствует краевым условиям.

Деформации на наклонных площадках в сложнагруженном элементе вместо (3) определяется соотношением

$$\varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_x \left(\cos^2 \alpha - \nu \sin^2 \alpha \right) + \varepsilon_y \left(\sin^2 \alpha - \nu \cos^2 \alpha \right).$$

Тензорозетка (рис. 1) позволяет измерять деформации в направлении осей тензорезисторов, которые связаны с главными деформациями соотношениями

$$\begin{aligned}
\varepsilon_1 &= \varepsilon_\alpha = \varepsilon_x \left(\cos^2 \alpha - \nu \sin^2 \alpha \right) + \varepsilon_y \left(\sin^2 \alpha - \nu \cos^2 \alpha \right), \\
\varepsilon_2 &= \varepsilon_{(\alpha+45^\circ)} = \varepsilon_x \left[\cos^2 (\alpha + 45^\circ) - \nu \sin^2 (\alpha + 45^\circ) \right] \\
&+ \varepsilon_y \left[\sin^2 (\alpha + 45^\circ) - \nu \cos^2 (\alpha + 45^\circ) \right] \\
\varepsilon_3 &= \varepsilon_{(\alpha+90^\circ)} = \varepsilon_x \left[\cos^2 (\alpha + 90^\circ) - \nu \sin^2 (\alpha + 90^\circ) \right] \\
&+ \varepsilon_y \left[\sin^2 (\alpha + 90^\circ) - \nu \cos^2 (\alpha + 90^\circ) \right]
\end{aligned}$$

которые после преобразований запишутся в виде

$$\left. \begin{aligned}
\varepsilon_1 &= \varepsilon_x \left(\cos^2 \alpha - \nu \sin^2 \alpha \right) + \varepsilon_y \left(\sin^2 \alpha - \nu \cos^2 \alpha \right), \\
\varepsilon_2 &= \frac{1-\nu}{2} (\varepsilon_x + \varepsilon_y) + \frac{1+\nu}{2} (\varepsilon_x - \varepsilon_y) \sin 2\alpha, \\
\varepsilon_3 &= \varepsilon_x \left(\sin^2 \alpha - \nu \cos^2 \alpha \right) + \varepsilon_y \left(\cos^2 \alpha - \nu \sin^2 \alpha \right)
\end{aligned} \right\} \quad (10)$$

По (10) с учетом (5) и (6) можно получить соотношения для главных деформаций в виде

$$\left. \begin{aligned}
\varepsilon_x &= \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2(1-\nu)} + \frac{1}{2(1+\nu)} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 + \varepsilon_3 - 2\varepsilon_2)^2}, \\
\varepsilon_y &= \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2(1-\nu)} - \frac{1}{2(1+\nu)} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 + \varepsilon_3 - 2\varepsilon_2)^2}.
\end{aligned} \right\} \quad (11)$$

При одноосном нагружении образца нормальное напряжение σ_1

вызывает два вида главных деформаций (рис. 2): $\varepsilon_1 = \varepsilon_l = \frac{\sigma_1}{E} = \frac{\sigma_l}{E}$ - в

направлении оси одноосного нагружения и $\varepsilon_2 = -\nu \varepsilon_1$ - в поперечном направлении. Геометрические модели поверхности деформаций приведены в [3]. Таким образом, если тензорезисторы установлены в эксперименте на одноосное растяжение (сжатие), то измеряем реальные деформации ε_1 и ε_2 .

Здесь следует подчеркнуть, что любое одноосное нагружение элемента исследования вызывает в нем два вида деформаций: напряженную, связанную с реальным нормальным напряжением в нем, и сопутствующую, связанную с напряженной деформацией через коэффициент Пуассона, но не связанную с нормальным напряжением в указанном направлении. Поэтому при определении нормальных напряжений по результатам измерения деформаций необходимо учитывать лишь напряженную деформацию, а

сопутствующую деформацию не учитывать, поскольку она не вызывает напряжений.

В двухосно нагруженном элементе объекта исследования (рис. 3) геометрические модели поверхностей напряжений и деформаций представляют суммы моделей поверхностей напряжений и деформаций одноосных нагружений. Рассмотрим суммарную геометрическую модель поверхности деформаций. В направлениях главных осей тензора деформаций складываются напряженные и сопутствующие деформации

$$\varepsilon_x = \varepsilon_I - \nu\varepsilon_{II}, \varepsilon_y = \varepsilon_{II} - \nu\varepsilon_I.$$

Различают два вида тензоров деформаций: смешанный тензор с главными деформациями $\varepsilon_x, \varepsilon_y$, содержащий напряженные главные $\varepsilon_I, \varepsilon_{II}$ и сопутствующие $\nu\varepsilon_I, \nu\varepsilon_{II}$ деформации, и тензор напряженных деформаций, содержащий лишь напряженные главные деформации $\varepsilon_I, \varepsilon_{II}$.

Тензор напряженных деформаций определится соотношениями (11), если в них приравнять $\nu = 0$ и заменить смешанные главные деформации $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ на напряженные главные деформации $\varepsilon_I, \varepsilon_{II}$:

$$\varepsilon_{I,II} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_1 + \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 + \varepsilon_3 - 2\varepsilon_2)^2}.$$

Отметим, что при этом главные напряжения определяются равенствами

$$\sigma_I = \varepsilon_I E, \sigma_{II} = \varepsilon_{II} E.$$

В случаях, когда известны направления главных осей тензора деформаций главные деформации $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ находят, устанавливая тензоррезисторы по этим направлениям или используя тензорозетки. Главные напряжения при этом получают из соотношений (7) при $\sigma_I = \sigma_x$ и $\sigma_{II} = \sigma_y$.

Список использованной литературы

1. Феодосьев В.И. Сопротивление материалов. – М.: Наука, 1970.
2. Смирнов А.Ф. Сопротивление материалов. – М.: Высшая школа, 1975.
3. Чернов И.А. Геометрические модели поверхностей напряжений, текучести и нагружения. – Чебоксары: Изд-во Чувашского государственного ун-та, 1991.

ПРЕОБРАЗОВАНИЕ ТЕНЗОРА ИНЕРЦИИ

Г. Н. Дмитриев, В. П. Демиденко, Е. Г. Михайлова, Р. А. Михайлов
г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

При решении различных задач динамики твердого тела, в частности, при составлении и исследовании системы дифференциальных уравнений движения, определении реакций опор, необходимо знать не только осевые, но и центробежные моменты инерции относительно вполне определенных координатных осей, то есть необходимо знать тензор инерции I в точке произвольно выбранной координатной системы. Перейдем к составлению формул связывающих компоненты тензора инерции твердого тела в двух системах $CX'Y'Z'$ и $OXYZ$. Рассмотрим декартову трехмерную систему координат $CX'Y'Z'$ с началом в центре масс C твердого тела и с базисом e_1 , образованным ортами i', j', k' (рис. 1)

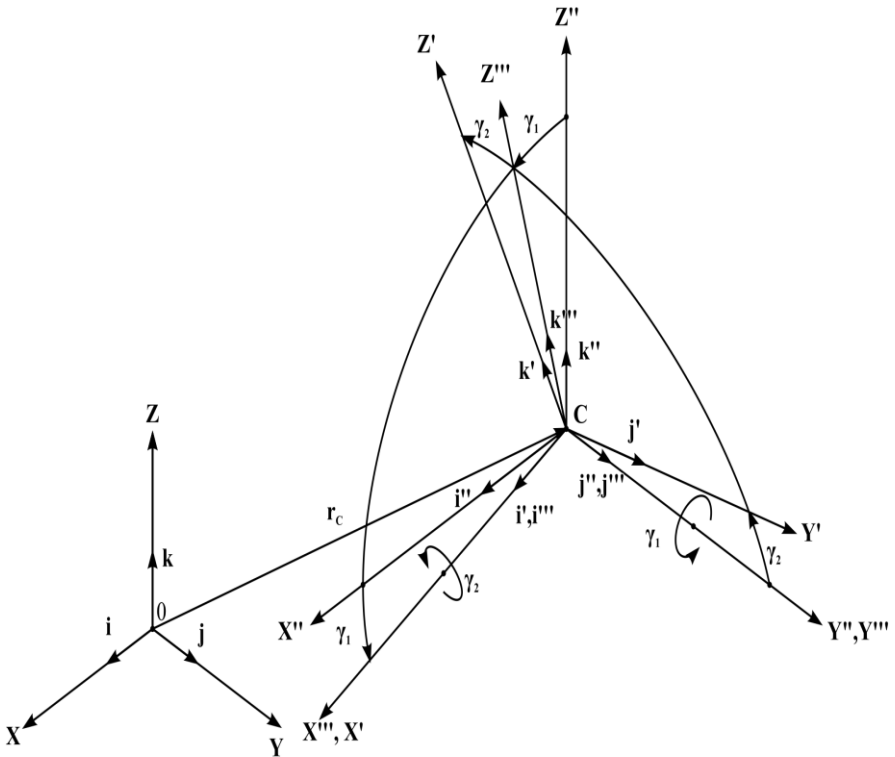


Рис. 1

Пусть тензор инерции относительно центра масс C в системе координат $CX'Y'Z'$ задан в виде

$$\mathbf{I}'_c = \begin{bmatrix} I'_{xx} & -I'_{xy} & -I'_{xz} \\ -I'_{yx} & I'_{yy} & -I'_{yz} \\ -I'_{zx} & -I'_{zy} & I'_{zz} \end{bmatrix}.$$

Определим тензор инерции твердого тела относительно начальной точки O другой декартовой системы координат $OXYZ$ с базисом \mathbf{e} , образованным ортами $\mathbf{i}, \mathbf{j}, \mathbf{k}$.

Положение центра масс C тела относительно системы отсчета $OXYZ$ определим вектором

$$\mathbf{r}_c = x_c \mathbf{i} + y_c \mathbf{j} + z_c \mathbf{k},$$

где x_c, y_c, z_c - координаты вектора \mathbf{r}_c в базисе \mathbf{e} . Положение связанной с телом системы координат $CX'Y'Z'$ с ортами $\mathbf{i}', \mathbf{j}', \mathbf{k}'$ относительно вспомогательной системы координат $CX''Y''Z''$, оси которой параллельны соответствующим осям системы $OXYZ$, определяется двумя углами γ_1, γ_2 .

Вычислим матрицу, задающую переход от базиса $\mathbf{e}_2 = [\mathbf{i}'', \mathbf{j}'', \mathbf{k}''^T]$ к базису $\mathbf{e}_1 = [\mathbf{i}', \mathbf{j}', \mathbf{k}'^T]$. Поворотом системы координат $CX''Y''Z''$ вокруг оси CY'' на угол γ_1 перейдем к новому базису $\mathbf{e}_3 = [\mathbf{i}''', \mathbf{j}''', \mathbf{k}'''^T]$. При этом получим систему координат $CX'''Y'''Z'''$. Учитывая, что ось CY'' сохраняет своё положение, т. е. $\mathbf{j}''' = \mathbf{i}''$, а остальные орты преобразуются поворотом вокруг точки C в плоскости, перпендикулярной оси Y'' , следует, что матричное выражение перехода к новому базису \mathbf{e}_3 имеет вид

$$\begin{bmatrix} \mathbf{i}''' \\ \mathbf{j}''' \\ \mathbf{k}''' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \gamma_1 & 0 & -\sin \gamma_1 \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin \gamma_1 & 0 & \cos \gamma_1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{i}'' \\ \mathbf{j}'' \\ \mathbf{k}'' \end{bmatrix},$$

или

$$\mathbf{e}_3 = \mathbf{T}_{\gamma_1} \mathbf{e}_2, \quad (1)$$

где матрица преобразования представлена в виде

$$\mathbf{T}_{\gamma_1} = \begin{bmatrix} \cos \gamma_1 & 0 & -\sin \gamma_1 \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin \gamma_1 & 0 & \cos \gamma_1 \end{bmatrix} \quad (2)$$

Далее от базиса \mathbf{e}_3 перейдем с помощью поворота системы координат $CX''Y''Z''$ вокруг оси CX'' на угол γ_2 к системе $CX'Y'Z'$, которой соответствует базис $\mathbf{e}_1 = [\mathbf{i}', \mathbf{j}', \mathbf{k}'^T]$. При этом, аналогично предыдущему случаю, преобразование базы \mathbf{e}_3 в базу \mathbf{e}_1 может быть представлено в матричной форме

$$\begin{bmatrix} \mathbf{i}' \\ \mathbf{j}' \\ \mathbf{k}' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \gamma_2 & \sin \gamma_2 \\ 0 & -\sin \gamma_2 & \cos \gamma_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{i}''' \\ \mathbf{j}''' \\ \mathbf{k}''' \end{bmatrix}$$

или
$$\mathbf{e}_1 = \mathbf{T}_{\gamma_2} \mathbf{e}_3, \quad (3)$$

где обозначено
$$\mathbf{T}_{\gamma_2} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \gamma_2 & \sin \gamma_2 \\ 0 & -\sin \gamma_2 & \cos \gamma_2 \end{bmatrix}. \quad (4)$$

Объединяя выражения (1) и (3), получим
$$\mathbf{e}_1 = \mathbf{T}_{\gamma_2} \cdot \mathbf{T}_{\gamma_1} \mathbf{e}_2 = \mathbf{T}_\gamma \mathbf{e}_2 \quad (5)$$

Результирующая матрица перехода от базиса \mathbf{e}_2 к базису \mathbf{e}_1 с учетом (2), (4) и (5) записывается в виде

$$\mathbf{T}_\gamma = \begin{bmatrix} \cos \gamma_1 & 0 & -\sin \gamma_1 \\ \sin \gamma_1 \sin \gamma_2 & \cos \gamma_2 & \cos \gamma_1 \sin \gamma_2 \\ \sin \gamma_1 \cos \gamma_2 & -\sin \gamma_2 & \cos \gamma_1 \cos \gamma_2 \end{bmatrix}. \quad (6)$$

Схематично приведенные преобразования можно представить в виде

$$\mathbf{e}_2 \xrightarrow{\gamma_1} \mathbf{j}'', \mathbf{j}''' \Rightarrow \mathbf{e}_3 \xrightarrow{\gamma_2} \mathbf{i}''', \mathbf{i}' \Rightarrow \mathbf{e}_1.$$

Соотношения, связывающие компоненты тензора инерции в двух базисных системах \mathbf{e}_2 , \mathbf{e}_1 , имеющих общее начало C , могут быть получены по правилу умножения матриц вида

$$\mathbf{I}_c = \mathbf{T}_\gamma \mathbf{I}'_c \mathbf{T}_\gamma^T \quad (7)$$

Формула для преобразования тензора инерции тела в базе e относительно начала отсчета системы координат $OXYZ$ получена в матричной форме

$$\mathbf{I}_o = \mathbf{T}_\gamma \mathbf{I}'_c \mathbf{T}_\gamma^T - M \tilde{\mathbf{r}}_c^2, \quad (8)$$

где M - масса твердого тела, $\tilde{\mathbf{r}}_c = \begin{bmatrix} 0 & -z_c & y_c \\ z_c & 0 & -x_c \\ -y_c & x_c & 0 \end{bmatrix}$ - кососимметричная

$\llbracket \times \rrbracket_{\mathbb{R}^3}$ -матрица, сопоставленная с трехмерным вектором \mathbf{r}_c .

Второе слагаемое полученной формулы (8) составляет содержание известной теоремы Гюйгенса-Штейнера о моменте инерции относительно параллельных осей, одна из которых проходит через центр масс.

Таким образом, рассмотренное преобразование координат и теорема Гюйгенса-Штейнера дают решение поставленной задачи об определении тензора инерции \mathbf{I}_o в произвольной точке системы координат $OXYZ$.

Найденное выражение тензора инерции представляется через собственные компоненты в виде

$$\mathbf{I}_o = \begin{bmatrix} I_{xx} & -I_{xy} & -I_{xz} \\ -I_{yx} & I_{yy} & -I_{yz} \\ -I_{zx} & -I_{zy} & I_{zz} \end{bmatrix} \quad (9)$$

Более удобные для практики выражения компонентов тензора инерции (9) могут быть получены следующим образом. Для краткости записей выражений представим транспонированную матрицу преобразований \mathbf{T}_γ^T в виде

$$\mathbf{T}_\gamma^T = \begin{bmatrix} \alpha_{11} & \alpha_{12} & \alpha_{13} \\ \alpha_{21} & \alpha_{22} & \alpha_{23} \\ \alpha_{31} & \alpha_{32} & \alpha_{33} \end{bmatrix},$$

где элементы α_{ij} , являющиеся косинусами углов между соответствующими осями, определены равенствами

$$\alpha_{11} = \cos \gamma_1, \alpha_{12} = \sin \gamma_1 \sin \gamma_2, \alpha_{13} = \sin \gamma_1 \cos \gamma_2, \alpha_{21} = 0, \alpha_{22} = \cos \gamma_2, \\ \alpha_{23} = \cos \gamma_1 \sin \gamma_2, \alpha_{31} = -\sin \gamma_1, \alpha_{32} = \cos \gamma_1 \sin \gamma_2, \alpha_{33} = \cos \gamma_1 \cos \gamma_2.$$

Компоненты тензора инерции I_{xx} , I_{yy} и I_{zz} , являющиеся моментами инерции относительно осей x , y и z , вычисляются по формуле (8)

$$\begin{aligned} I_{xx} &= M \left(y_c^2 + z_c^2 \right) \left[I'_{xx} \alpha_{11}^2 + I'_{yy} \alpha_{12}^2 + I'_{zz} \alpha_{13}^2 - 2I'_{xy} \alpha_{11} \alpha_{12} - 2I'_{yz} \alpha_{12} \alpha_{13} - 2I'_{zx} \alpha_{13} \alpha_{11} \right], \\ I_{yy} &= M \left(x_c^2 + z_c^2 \right) \left[I'_{xx} \alpha_{21}^2 + I'_{yy} \alpha_{22}^2 + I'_{zz} \alpha_{23}^2 - 2I'_{xy} \alpha_{21} \alpha_{22} - 2I'_{yz} \alpha_{22} \alpha_{23} - 2I'_{zx} \alpha_{23} \alpha_{21} \right], \\ I_{zz} &= M \left(x_c^2 + y_c^2 \right) \left[I'_{xx} \alpha_{31}^2 + I'_{yy} \alpha_{32}^2 + I'_{zz} \alpha_{33}^2 - 2I'_{xy} \alpha_{31} \alpha_{32} - 2I'_{yz} \alpha_{32} \alpha_{33} - 2I'_{zx} \alpha_{33} \alpha_{31} \right]. \end{aligned}$$

Перейдем к вычислению компонентов тензора инерции I_{xy} , I_{yz} и I_{zx} , являющихся центробежными моментами инерции тела относительно осей x , y , z . При этом учтем свойство взаимной ортогональности осей системы координат $OXYZ$

$$\alpha_{11} \alpha_{21} + \alpha_{12} \alpha_{22} + \alpha_{13} \alpha_{23} = 0, \alpha_{33} \alpha_{23} + \alpha_{31} \alpha_{21} + \alpha_{32} \alpha_{22} = 0, \alpha_{31} \alpha_{11} + \alpha_{32} \alpha_{12} + \alpha_{33} \alpha_{13} = 0.$$

$$\begin{aligned} I_{xy} &= M x_c y_c + \left(I'_{zz} - I'_{xx} \right) \alpha_{11} \alpha_{21} + \left(I'_{zz} - I'_{yy} \right) \alpha_{12} \alpha_{22} + I'_{xy} \left(\alpha_{11} \alpha_{22} + \alpha_{21} \alpha_{12} \right) \\ &+ I'_{zx} \left(\alpha_{11} \alpha_{23} + \alpha_{21} \alpha_{13} \right) + I'_{yz} \left(\alpha_{12} \alpha_{23} + \alpha_{22} \alpha_{13} \right), \\ I_{yz} &= M y_c z_c + \left(I'_{zz} - I'_{xx} \right) \alpha_{31} \alpha_{21} + \left(I'_{zz} - I'_{yy} \right) \alpha_{32} \alpha_{22} + I'_{xy} \left(\alpha_{32} \alpha_{21} + \alpha_{31} \alpha_{22} \right) \\ &+ I'_{zx} \left(\alpha_{33} \alpha_{21} + \alpha_{31} \alpha_{23} \right) + I'_{yz} \left(\alpha_{33} \alpha_{22} + \alpha_{32} \alpha_{23} \right), \\ I_{zx} &= M z_c x_c + \left(I'_{zz} - I'_{yy} \right) \alpha_{31} \alpha_{11} + \left(I'_{zz} - I'_{xx} \right) \alpha_{32} \alpha_{12} + I'_{xy} \left(\alpha_{31} \alpha_{12} + \alpha_{31} \alpha_{11} \right) \\ &+ I'_{zx} \left(\alpha_{33} \alpha_{11} + \alpha_{31} \alpha_{13} \right) + I'_{yz} \left(\alpha_{33} \alpha_{12} + \alpha_{32} \alpha_{13} \right). \end{aligned}$$

Полученная методика преобразования тензора инерции позволяет использовать векторно–матричный метод исследования свойств динамических систем более лаконично эффективно.

Список использованной литературы

1. А. И. Лурье Аналитическая механика. Государственное издательство физико-математической литературы, М., 1961.
2. А. Ю. Ишлинский Ориентация, гироскопы и инерциальная навигация. Издательство «Наука», М., 1976.
3. Математические основы теории автоматического регулирования, т.1, Изд. 2-е, доп. Под ред. Б. К. Чемоданова. М., «Высшая школа», 1977.
4. Бутенин Н. В., Лунц Я. Л., Меркин Д. Р. Курс теоретической механики: учебник. В 2-х томах. Т. II.: Динамика. М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1979.

К ВОПРОСУ КОНСТРУИРОВАНИЯ И ВОЗВЕДЕНИЯ СТВОЛЬНО-ТРОСОВЫХ ЗДАНИЙ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯГАЕМЫМИ ВАНТАМИ

А.Ф. Титов

г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

Е.А. Титов

г. Москва, ОКС ГУВД

Появление в 60-70-ые годы XX в. первых высотных зданий с центральным ядром жесткости (сокращенно: ЯЖ) повлияло в последствии к возникновению в строительной практике нового типа каркаса. Этот новый тип, вантового преднапряженного каркаса, состоит из полого монолитного железобетонного ствола (ЯЖ) и расположенных по периметру подвесок («вешалок»), к которым крепятся перекрытий. По конструктивной схеме – это здание с подвесными этажами, но новая система отличается от этой обычной центрической системы тел, что по окончании строительства производится предварительное напряжение подвесок при помощи канатов, пропущенных сквозь все здание по периметру этажей, начиная от оголовника ЯЖ до фундаментов.

Ствол ЯЖ возводят в скользящей опалубке вместе с верхней консольной плитой. Эта плита будет играть роль стрелы, к которой можно закрепить несущие «вешалки» и преднапрягаемые канаты. Несущие «вешалки» могут быть выбраны жесткими из прокатных уголков, располагая их в узлах соединения наружных и внутренних стен. Их количество можно определить из условия прочности на растяжение. Опорную опалубку консольной плиты лучше всего поднимать одновременно с возведением ствола ЯЖ в скользящей опалубке. После достижения проектного уровня консольной плиты бетонирование ЯЖ прекращается и выполняются работы по армированию плиты и ЯЖ. В дальнейшем скользящую опалубку можно поднять выше для бетонирования оголовка ствола ЯЖ. Несущие канаты, преднапрягаемые в конце строительства, закрепляются в оголовке ствола ЯЖ и пропускаются через отверстия в консольной плите в узлах соединения будущих наружных и внутренних стен (там, где закреплена жесткая «вешалка» из стального уголка для подвешивания нижнего этажа) и закрепляются в фундаменте.

Тем временем внизу, в штабеле, готовятся монолитные плиты перекрытий, и на верхней плите собирается верхний этаж. После набора бетонной смесью проектной прочности приступают к подъему верхнего этажа. Поднимаются этажи в состоянии полной технологической готовности

лебедками, установленными внизу, в подвале здания и ствола ЯЖ. Как только готовый этаж достигает проектного уровня, его подвешивают на жестких «вешалках», выступающих из верхней плиты. После подвешивания последнего этажа приступают к предварительному напряжению канатов, вытянутых в самом начале по периметру будущих этажей. Благодаря преднапряжению канаты включаются с начала напряжения в работу на восприятие горизонтальных ветровых нагрузок, создавая наружную «вантовую трубу». Второй трубой здесь является полый ствол ЯЖ. Таким образом, образуется так называемая конструктивная схема – «труба в трубе».

К ВОПРОСУ КОНСТРУИРОВАНИЯ ПОКРЫТИЙ АКВАПАРКОВ

А.Ф.Титов, В.П. Титова

г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

По нашему мнению перекрывать прямоугольный или квадратный план аквапарков можно лучше всего:

1. Сборно-монолитной оболочкой двоякой кривизны (рис.1) с опиранием ее на фундаменты не через опорные стойки, а непосредственным опиранием оболочки на фундаменты по четырем углам.

Распор контурных элементов (арок) данной оболочки ниже уровня пола погашается четырьмя затяжками, установленными между соседними опорами оболочки. Возвести оболочку можно из сборных ромбовидных железобетонных ребристых панелей толщиной в тонкой части 25-30мм, монтируя их навесным методом. В итоге по смонтированным плитам как по опалубке укладывается слой бетона с армированием как одиночными стержнями арматуры, так и арматурными сетками.

2. Тремя треугольно-сводчатыми оболочками (рис.2), сопрягающимися в центральной части покрытия и опирающимися на фундаменты в трех точках. Распор арок погашается тремя затяжками из высокопрочной стали, расположенными в плоскости трех фасадов между соседними фундаментами. Возвести такие оболочки можно в монолите по стоечно-ригельным лесам.

3. В виде волнистого свода купола из монолитного железобетона (рис.3). Такой свод возводится из монолита с использованием пневматической (надувной) опалубки.

Конструкция оболочки аквапарка находится в сложнейших условиях эксплуатации. На оболочку изнутри действует высокая влажность и положительная температура. А оболочка тонкая, толщина ее 8 см. Бетон оболочки вбирает влагу из помещения. Влага частично превращается в лед из-за отрицательной температуры снаружи, разрушает бетон оболочки. Исходя из данной картины, оболочка над бассейном аквапарка должна быть

решена из двух тонких слоев толщиной по 5-6 см, отстоящих друг от друга на расстоянии 1,2 м при постепенном уменьшении этого расстояния и переходе в один слой толщиной 25-30 см на опорах. Эти два тонких слоя оболочки необходимо связать системой взаимно пересекающихся железобетонных стенок-диафрагм. Двойная стенка свода и волнообразное поперечное сечение слоев оболочки при треугольном очертании в плане создает жесткость всей системы в целом, а также обеспечивает местную устойчивость тонкостенных оболочек. Покрытие с двойными оболочками, обеспечивающее хорошую теплоизоляцию и возможность вентиляции покрытия, позволяет устроить потолок без выступающих ребер (что очень ценно), а свободное пространство между слоями оболочки использовать для скрытого расположения вентиляционных коробов, электропроводки и устройства воздушного отопления. Для прохода между двумя слоями оболочки и укладки инженерных коммуникаций в вертикальных диафрагмах-стенках должны быть оставлены отверстия.

Что касается фундаментов под оболочки (рис.4), они должны быть выполнены массивными с устройством подошв на большой глубине. В целях снижения массы железобетонные фундаменты можно запроектировать коробчатого сечения, чем существенно можно сократить расход материалов на фундаменты. Коробчатые фундаменты легко могут быть возведены способом «стена в грунте». Фундаменты в плане могут быть квадратного сечения с наружными стенками толщиной 50-70 см. Они могут быть усилены двумя внутренними взаимно перпендикулярными перегородками толщиной 50 см. Верх фундамента, объединяющий эти стенки толщиной 1,0 м должен быть сильно армированным. Такие фундаменты между собой соединяются железобетонными затяжками с пропуском через каналы в затяжке предварительно напрягаемой канатной арматуры из высокопрочной проволоки.

Такой подход к конструированию несущих элементов аквапарков позволит избежать опасных ситуаций в эксплуатации.

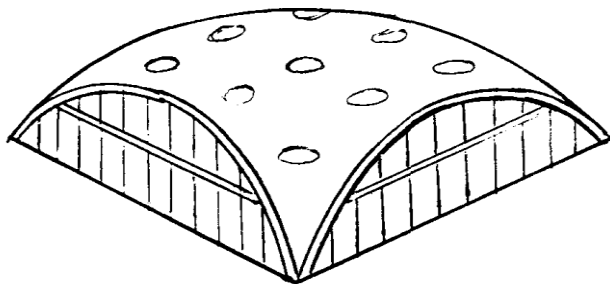


Рис. 1. Двояковыпуклая оболочка

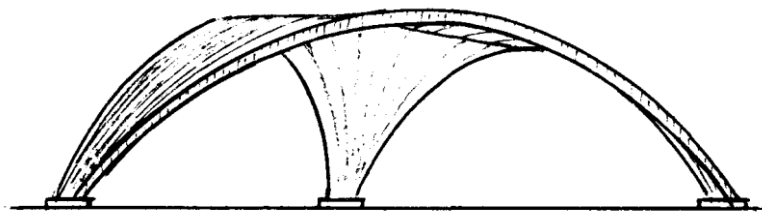


Рис. 2. Свод на трех опорах

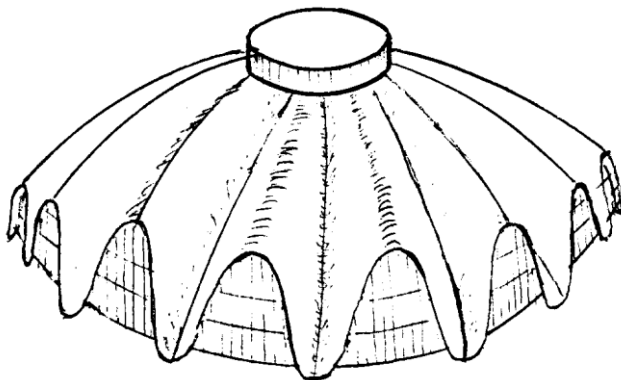


Рис. 3. Волнистый купол

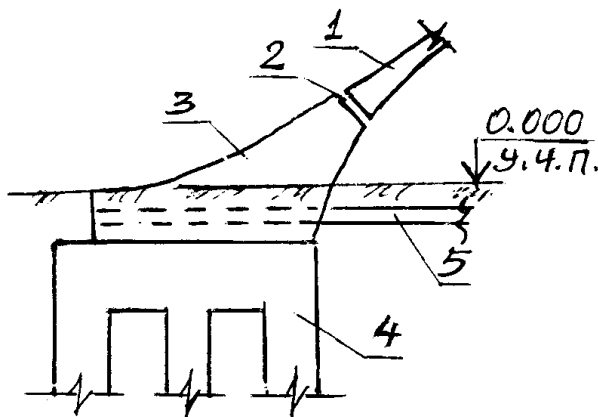


Рис. 4. Опоры оболочек:

1— два слоя оболочки, объединенные в один толщиной до 40 см; 2—шов между оболочкой и фундаментом; 3 —опора оболочки; 4-фундамент коробчатый; 5-затяжка

К РАСЧЕТУ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ, ИЗГОТОВЛЯЕМЫХ ПО ТЕХНОЛОГИИ РИТ

С.М. Ушков, Н.С. Соколов, С.С.Викторова

г. Чебоксары, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова

Расчет свай производится по несущей способности основания и прочности железобетонного ствола. При этом может возникнуть такое положение, когда значительная длина свай и повышенные сопротивления по их боковой пврности позволяют получать несущую способность свай по грунту в несколько раз превышающую прочность ствола.

При действии на сваю, армированную распределенной по контуру арматурой, продольной сжимающей нагрузкой N , расчет по прочности железобетонного ствола производится из условия

$$N < f(R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_s), \quad (1)$$

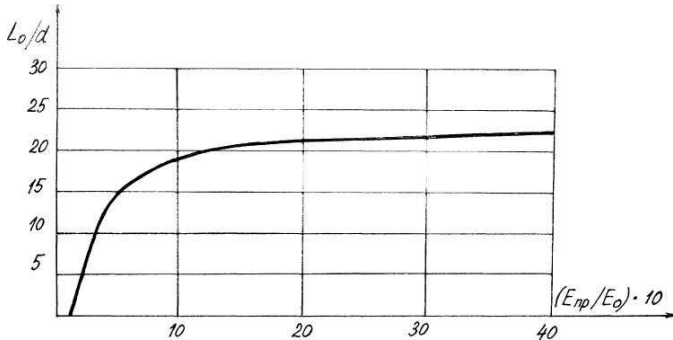
где R_b и R_{sc} – расчетные сопротивления сжатию бетона и продольной арматуры; A и A_s – площади сечения бетонного ствола и продольной арматуры сваи; f – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и принимаемый по табл. 1.

Таблица 1

| Значение коэффициента f | | | | |
|---------------------------|------------|------|------|------|
| L_o/d | 10 и менее | 15 | 20 | 25 |
| f | 0,85 | 0,75 | 0,55 | 0,35 |

L_o - расчетная длина полуволны изгиба сваи в слое грунта с модулем общей деформации E_o , определяемая из графика 1.

График 1



Приведенный модуль упругости ($E_{нр}$) железобетонного сечения сваи определяется из выражения

$$E_{нр} = (E_o \cdot J_o + E_s \cdot J_s) / J_n, \quad (2)$$

где E_o - начальный модуль упругости бетона; E_s - модуль упругости арматуры; J_o - момент инерции бетонного сечения относительно центральной оси; J_s - момент инерции сечения арматуры относительно тяжести сечения; J_n - момент инерции полного сечения сваи его собственного центра тяжести.

Несущая способность сваи по грунту определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{CR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right), \quad (3)$$

где γ_c - коэффициент условий работы свай в грунте, принимаемый равным 1,0; A - сечение ствола сваи, принимаемое после обработки скважины электрическим импульсом; γ_{CR} и γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под острием и по боковой поверхности сваи, принимаемые из табл. 2; R - расчетное сопротивление грунта под острием сваи, принимаемое по табл. 7 СНиП 2.02-03-85*; u - периметр ствола сваи, определяемый по уширенному стволу после обработки электрическим импульсом; h_i - мощность i -го слоя грунта.

Таблица 2

Коэффициенты условий работы γ_{CR} и γ_{cf}

| Коэффициенты условий работы | Тип грунта | | | |
|--------------------------------|------------|--------|----------|-------|
| | пески | супеси | суглинки | глины |
| γ_{cR} | 1,3 | 1,3 | 1,2 | 1,2 |
| γ_{cf} | 1,4 | 1,3 | 1,2 | 1,2 |

Окончательное решение по количеству и параметрам свай принимается после статических испытаний опытных или рабочих свай.

СВАЙНО-ПЛИТНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ

С.М Ушков, Н.С. Соколов, С.С.Викторова

г. Чебоксары, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова

Известно, что применение плитных фундаментов позволяет резко уменьшить среднее давление на грунты основания. Это условие позволяет выполнить требование СНиП 2.02.01-83 п. 2.41

$$p \leq R, \quad (1)$$

где p – среднее давление по подошве плитного фундамента; R – расчетное сопротивление грунта основания.

Однако при строительстве высотных жилых зданий на слабых грунтах с модулем общей деформации 3-8 МПа их расчетное сопротивление не превышает 50-60 кПа при среднем давлении под подошвой фундамента 150-160 кПа, а расчетная осадка здания больше допустимой более, чем в 10 раз. Так, 16-этажный жилой дом, возводимый на фундаментной плите в г. Нижний Новгород осел на 80 см при допустимой осадке 8 см.

При строительстве жилых зданий на слабых грунтах наиболее эффективными являются свайно-плитные фундаменты. Суть этого фундамента заключается в следующем. Сначала возводится плитный фундамент. При укладке бетона в фундаментной плите оставляются отверстия под стены возводимого здания. Размер этих отверстий не должен превышать диаметр скважины более 2-3 см. Через эти отверстия изготавливаются буроинъекционные сваи, так как на застроенных площадках нельзя применять забивные сваи. Количество свай рассчитывается исходя из разности нагрузок, воспринимаемых фундаментной плитой и буроинъекционными сваями.

Наиболее эффективными являются буроинъекционные сваи, изготавливаемые по электроразрядной импульсной технологии.

Для полного использования несущей способности свай необходимо производить проверку прочности узла сопряжения на действие продольной силы в свае:

а) на сдвиг сваи по отношению к плите в направлении продольной оси сваи;

б) на продавливание плиты (отрыв бетона);

в) на раскалывание плиты.

Расчет на сдвиг по поверхности контакта сваи с плитой производится из условия

$$N \leq R_{sh} \times A_{sh}, \quad (2)$$

где N - продольная сила на сваю; A_{sh} - площадь поверхности контакта сваи с плитой; R_{sh} – сопротивление контактной поверхности сдвигу, определяемое по формуле

$$R_{sh} = \gamma_b \times R_{bt}, \quad (3)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, принимаемое по менее прочному бетону сваи или плиты; γ_b – коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности отверстия в плите и равный 0,5 при гладкой поверхности и 1,0 – при наличии выступов и впадин глубиной более 1 мм.

Расчет узла сопряжения на продавливание плиты производится из условия

$$N \leq 0,5 R_{bt} \cdot h_o \cdot u_m, \quad (4)$$

где h_o – рабочая высота плиты около отверстия; u_m - периметр расчетного сечения вокруг сваи, расположенной от поверхности сваи на расстоянии $h_o/4$, определяемый из выражения

$$u_m = \pi/2 (2D + h_o) \quad (5)$$

где D - диаметр сваи.

Расчет плиты на раскалывание производится только для небольших плит в плане из условия

$$N \leq 0,25 \pi R_{bt} \cdot A_b, \quad (6)$$

где A_b – наименьшая площадь поперечного сечения плиты по оси сваи.

Для увеличения прочности узла сопряжения на сдвиг предлагается произвести следующие мероприятия. После бурения скважины она заполняется бетонной смесью до верха плиты. По мере обработки стенки скважины по высоте разрядной импульсной установкой бетонная смесь опускается вниз. Последнюю серию разрядный импульс следует давать под плитой после заполнения отверстия (в плите) жесткой бетонной смесью марки не ниже М300. Это позволит увеличить уширение диаметра скважины на 5-10 см, тогда уширенный ствол сваи подперет плиту снизу. Такое устройство свай под плитой увеличит прочность узла сопряжения.

ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ РУЛОННОГО ОРТОТРОПНОГО СТЕКЛОПЛАСТИКА В УСЛОВИЯХ ДВУХОСНОГО РАСТЯЖЕНИЯ

А.Г. Лукин

г. Чебоксары, Чувашский государственный университет

Известно, что коэффициент использования материала при применении плоскостных конструкций весьма мал. Он составляет всего 15-20 % теоретической несущей способности материала. 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 пространственной работы материала коэффициент использования материала значительно повышается (в пределе до 100 %), кроме того, они совмещают функции несущих и ограждающих конструкций.

Висячие мембраны по сравнению с другими видами конструкций являются наиболее экономичными по расходу материала. Работа мембраны в двух направлениях предполагает, что ее масса будет всегда меньше массы аналогичной стержневой системы.

В качестве материала для изготовления мембранных оболочек в настоящее время в основном используются металлы - стальные и алюминиевые листы и полосы. Одним из перспективных материалов для изготовления мембранных оболочек являются армированные пластики, из которых особый интерес для изготовления мембранных конструкций представляют рулонные стеклопластики. Рулонные стеклопластики представляют собой тонкий материал, армированный как правило в двух взаимно перпендикулярных направлениях (обычно одним слоем стеклосетки или стеклоткани)

В настоящее время разработано большое количество конструктивных решений мембранных оболочек из стеклопластика для зданий различной конфигурации. Однако применение стеклопластиковых мембран ограничено в связи с недостаточной изученностью вопросов их расчета и проектирования.

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 отличаться от тех же характеристик при одноосном растяжении (полученных в результате испытания полос стеклопластика).

Исследования выполнялись на тонкостенных образцах цилиндрической формы длиной 300 мм и диаметром 100 мм внутри которых создавалось избыточное давление воздуха. Образцы изготавливались из рулонного ортотропного полиэфирного стеклопластика РСС-75 толщиной 0,4 мм, армированного стеклосеткой с ячейкой 1 x 1 мм. По торцам образцы заглашались круглыми дисками из текстолита толщиной 10 мм. Оболочка цилиндрического образца склеивалась и приклеивалась к дискам при помощи клея на основе полиэфирной смолы ПН-1. Ширина нахлеста стеклопластика в шве 10 мм. В одном из дисков для каждого образца вклеивался ниппель от автомобильной камеры. Образцы изготавливались в трех вариантах (по три образца):

- с направлением вдоль образующей цилиндра основы армирующей стеклосетки;
- с направлением вдоль образующей цилиндра утка армирующей стеклосетки;
- с направлением образующей цилиндра под углом 45° к направлениям армирования.

Деформации замерялись при помощи тензорезисторов с базой 10 мм, наклеенных «розеткой» из четырех датчиков, ориентированных в направлении основы и утка армирующей стеклосетки (по одному датчику в «розетке») и под 45° к направлениям армирования (по два датчика в «розетке»). На каждый образец наклеивались по две «розетки» тензодатчиков, установленных во взаимно диаметральных точках. Показания тензодатчиков измерялись прибором ИДЦ-1.

Давление внутри цилиндра создавалось при помощи ножного насоса, величина давления контролировалась образцовым манометром с верхним пределом измерения $1,6 \text{ кгс/см}^2$ и ценой деления $0,008 \text{ кгс/см}^2$. Результаты проведенных исследований представлены на рис. 1 и 2.

На приведенных графиках индексами «о», «у» и «45» обозначены характеристики вдоль основы и утка армирующей ткани и под углом 45° к направлениям армирования соответственно. Кроме того, для сравнения на рисунках приведены диаграммы деформирования стеклопластика при одноосном растяжении (результаты испытания полос стеклопластика, вырезанных в соответствующих направлениях) – эти кривые на рисунках не имеют обозначения.

Как видно из графиков характер кривых деформирования практически не меняется для направления деформирования под углом 45° к направлениям армирования.

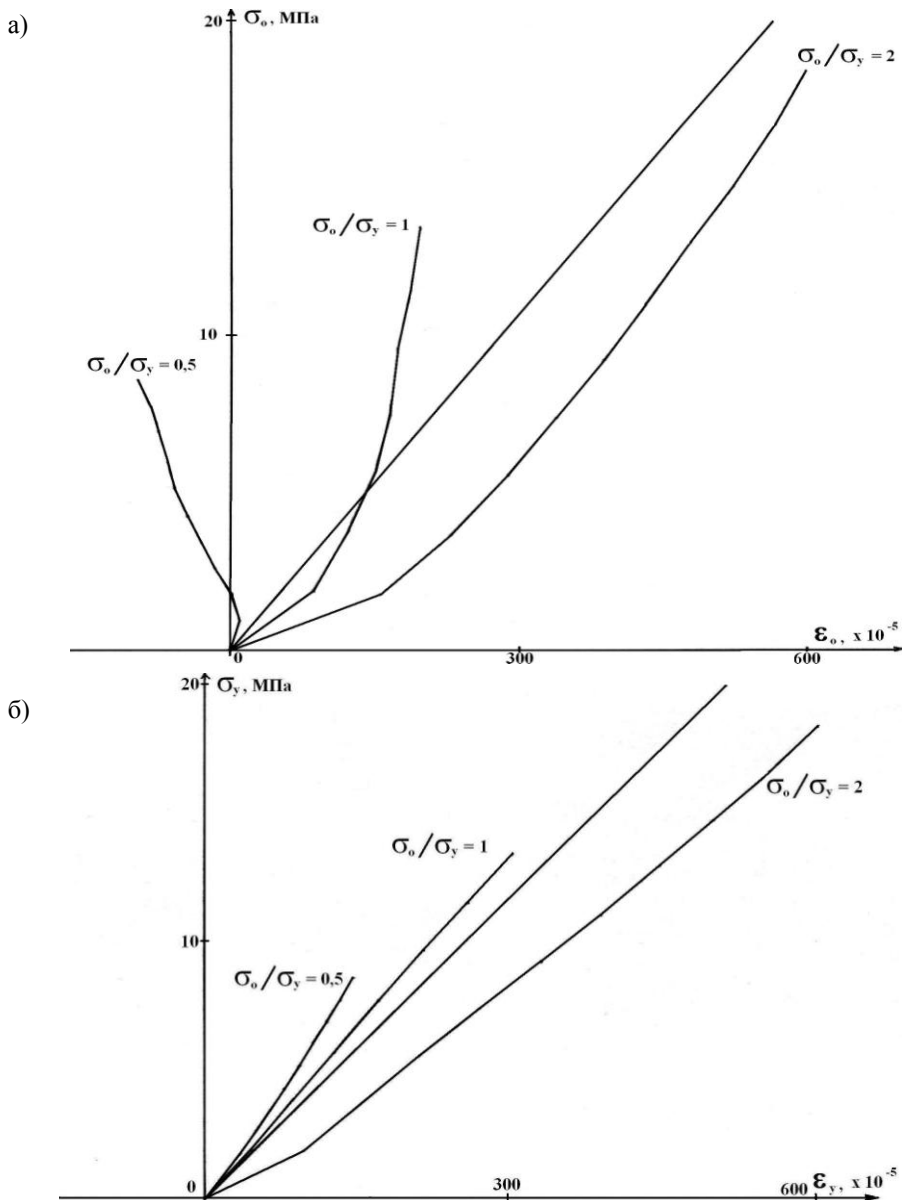


Рис. 1. Диаграммы деформирования стеклопластика РСС-75 вдоль основы (а) и утка (б) при двухосном растяжении

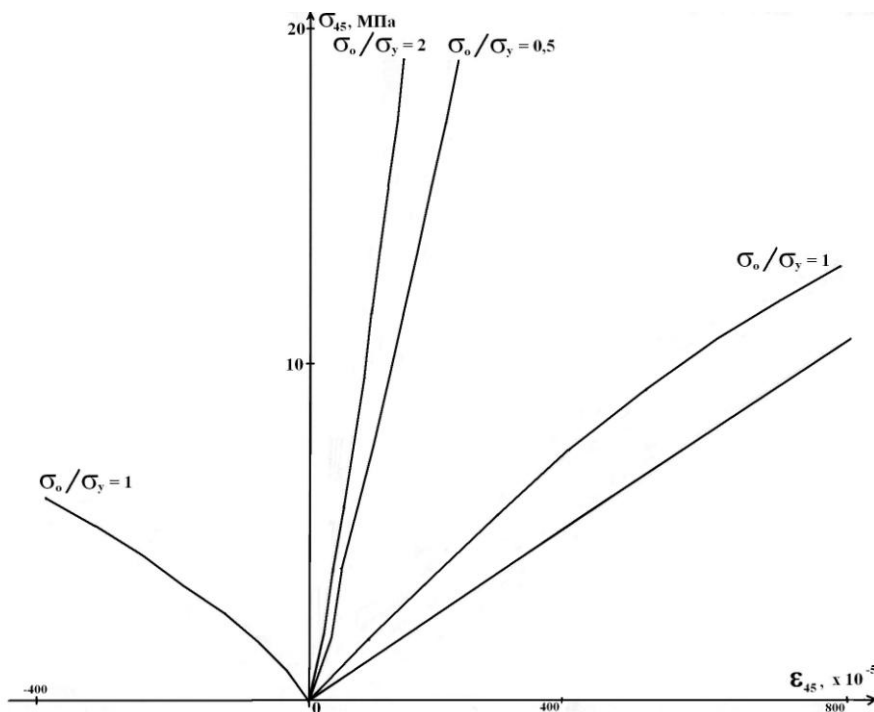


Рис. 2. Диаграммы деформирования стеклопластика РСС-75 под углом 45° к направлениям армирования при двухосном растяжении

Характер кривых деформирования вдоль утка армирующей стеклосетки изменяется незначительно.

Зато характер кривых деформирования вдоль основы армирующей стеклосетки изменяется очень значительно — сказывается влияние «перетяжки» нитей основы и утка армирующей стеклосетки.

ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ (НДС) ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ РАЗЛИЧНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ В УСЛОВИЯХ ОБЪЕМНОГО СЖАТИЯ

А.Н. Жиренков

Волжский филиал МАДИ (ГТУ)

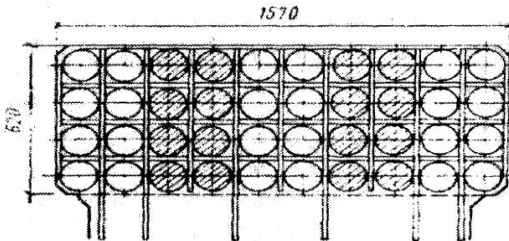
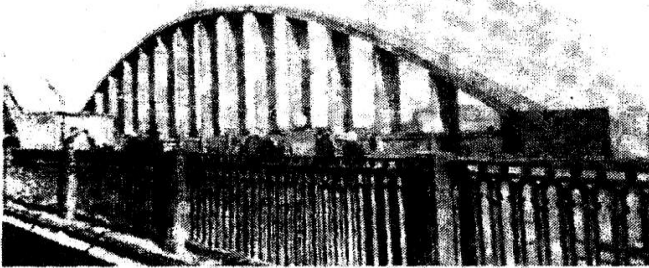
А.А. Жиренков

Чувашский государственный университет

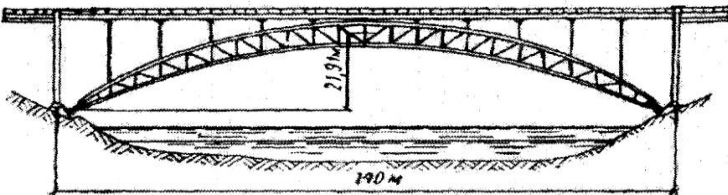
В номенклатуру выпускаемого промышленностью сортамента металлопроката, наиболее часто используемого в настоящее время в строительстве, наряду с другими изделиями, входят и трубы круглого, квадратного, прямоугольного профиля. Применение металлопроката обеспечивает мобильность, сокращает транспортные, строительные расходы, значительно ускоряет процесс возведения инженерного сооружения, не требуя дополнительных дорогостоящих материалов и трудозатрат на изготовление опалубки, подмостей, необходимых при производстве работ в случае изготовления конструктивных элементов сооружения из железобетона. Существенным недостатком строительства сооружений на основе металла является их высокая начальная - отпускная стоимость. Железобетонные изделия часто имеют меньшую отпускную (заводскую) стоимость, однако, другие факторы присущие металлу, в конечном счете (цена объекта строительства), могут негативно повлиять на сметную стоимость инварианта строительства, определяющего при тендерном отборе принятое к исполнению конструктивное решение. Совместить лучшие конструктивные и ценовые показатели присущие металлу и железобетону возможно на основе конструктивного решения инженерного сооружения спроектированного одновременно на основе стали и бетона, то есть оптимальные (выгодные) показатели может иметь строительное решение сооружения из стали и бетона – трубобетонного элемента (ТБЭ). Практика совместной работы стали и бетона хорошо зарекомендовала себя в изделиях из железобетона, там эти материалы показали высокие совместимые качества: они имеют близкие коэффициенты линейного расширения, бетон хорошо сохраняет сталь от коррозии, материалы хорошо слипаются друг с другом, обеспечивая надежную совместную работу при эксплуатации. Отмеченные совместимые и другие (стоимостные и т.д.) показатели позволили с успехом использовать трубобетонные элементы в транспортном - пролетном мостостроении. В рыночных условиях вновь: монолитное строительство (существенно сокращающее транспортные расходы) занимает приоритетное место, использование металлической трубы в качестве несущего и опалубочного элемента высоко эффективно: оно должно получить широкое распространение в строительстве. В мостостроении

трубобетонные мостовые сооружения используются давно: еще 1936 г. под руководством академика Г.П. Передеря был сооружен мост пролетом 101 м. через реку Нева в г. Ленинграде (рис.1) В конструкции моста применена безраскосная схема фермы. Крупногабаритный пакет фермы из 40 труб диаметром 140 х 5 использован в качестве верхнего параболического пояса пролетного строения, здесь стальные трубы, малого диаметра, заполненные бетоном успешно обеспечивают необходимую несущую способность моста эксплуатируемого в тяжелых условиях на протяжении многих лет. Впоследствии система пакетного трубобетона не применялась из-за сложности изготовления. Дальнейшее развитие ТБЭ связано с переходом их на монотрубную систему решения мостовых пролетных строений (работы проф. В.А.Росновского). На рис.1 представлен трубобетонный мост имени Володарского через р. Нева. На рис.2 представлен трубобетонный мост через р. Исеть вблизи г. Каменск-Уралского, построенный для железнодорожного транспорта, арки поясов моста выполнены из одной тонкостенной стальной трубы. Главный речной пролет моста перекрыт сквозными арками пролетом 140 м, пояса арок изготовлены из труб диаметром 820 х 13 мм, заполненных бетоном В30. Надарочные стойки моста также изготовлены из труб, заполненных бетоном. Применение ТБЭ в элементах моста привело к снижению стоимости строительства на 20%, экономия расхода стали составила 52%. В настоящее время аналогичные монотрубные арки выполненные из ТБЭ успешно эксплуатируются в других автодорожных мостах, расход стали в них в 8 раз меньше чем в аналогичных, по конструктивному решению мостах выполненных в стальном исполнении. На рисунке 3 показан трубобетонный мост, выполненный в монотрубной системе. Конструкции, выполненные на основе ТБЭ, благодаря их высокой несущей способности и эксплуатационной надежности нашли широкое применение и в других направлениях строительства, например в стойках небоскребов имеющих различную, часто призматическую или цилиндрическую форму. Сдерживающим фактором применения ТБЭ в настоящее время является недостаточное количество экспериментальных исследований по определению напряженно-деформированного состояния (НДС) ТБЭ в процессе эксплуатации. Знание процесса поведения ТБЭ при нагружении внешними воздействиями способствует оптимальному выбору типа стального сечения (круглого, квадратного, прямоугольного и т.п.) оболочки-трубы и состава бетона (обычного тяжелого, мелкозернистого бетона). Оптимизация компонентов обычного тяжелого бетона (ОТБ), либо его замена на песчаный бетон, правильный выбор поперечного сечения ТБЭ может привести к снижению стоимости как отдельных элементов ТБЭ, так и сооружения в целом. Поэтому, с целью более глубокого изучения факторов влияющих на НДС ТБЭ по хозяйственной теме с НИИЖБ, нами проведены

Рис. 1.



Трубо-
бетонный мост
через р. Неву
в Ленинграде
Общий вид и по-
перечное сечение
арки



Трубобетонный мост через р. Исеть

Рис. 2.

экспериментальные исследования ТБЭ круглого, квадратного и прямоугольного поперечного сечения. Подготовленные к экспериментальным исследованиям ТБЭ образцы имели одинаковую: высоту $H=820$ мм., толщину стальных стенок равную 8 мм., эквивалентный расход стали и бетона. Площадь поперечного сечения стальных стенок образцов ТБЭ равна $A_s = 93,4$ кв. см; бетонного сечения $A_b = 806$ кв. см. Образцы ТБЭ были изготовлены из ОТБ состава 1:2:3 (Ц:П:Ц) при В/Ц =

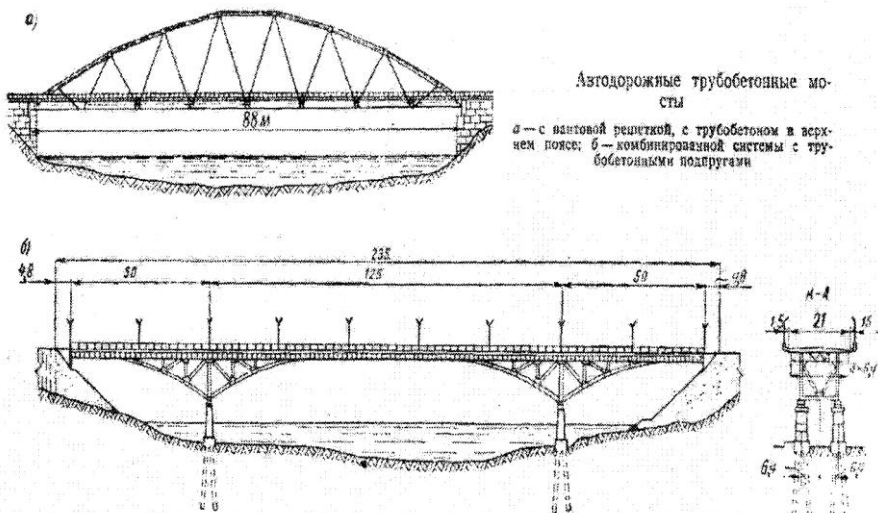


Рис.3

0,4 на портландцементе М400. Класс ОТБ: В35. Стальные оболочки изготовлены из стали Ст.3 (ГОСТ 5681-57).

Методика экспериментальных исследований

Нагружение образцов ТБЭ продольной сжимающей нагрузкой выполнялось ступенями (на каждой ступени нагружения нагрузка повышалась на $N = 50$ тс) начиная с $N = 0$ до $N = N$ разрушающей (нагрузка на каждой ступени нагружения увеличивалась на 0,2 от N разрушающей). На начальном этапе нагружения, для более точного определения модуля упругости и эффекта однородности НДС по всему объему образца (передача усилий на образец выполнялась через фторопластовые пластины толщиной 6 мм. находящиеся в стальной обойме) снятие результатов исследований было выполнено также и при нагрузке $N=4$ тс и $N=25$ тс. С целью определения фактора истощения несущей способности ТБЭ, исследования изменений бокового давления, $b_{0=2=3}$ при изменении осевого давления b_1^{III} величины продольной силы N проводились на основе показаний современных датчиков преобразователей давления типа ПДМ-70/11, устанавливаемых в зоне прогнозируемых разрушений. Зонами концентрации напряжений сжатия (прогнозируемые зоны разрушения) являются торцы ТБЭ, поэтому, первоначально исследовались образцы ТБЭ квадратного, прямоугольного и круглого сечения без усиления их в этих зонах смятия ребрами жесткости (рис.4), затем исследования проводились на аналогичных образцах ТБЭ, но

усиленных в зоне смятия косынками-ребрами жесткости(рис.5). Датчики ПДМ-70/11 устанавливались (приклеивались эпоксидной смолой ЭД-20) как на поверхности стальной оболочки ТБЭ так и в теле бетонного ядра в той же зоне. Нагружение осевой сжимающей нагрузкой (до уровня 0,8...0,9 N разрушающей) ТБЭ поперечного сечения повторялось несколько раз и закончилось исчерпанием несущей способности ТБЭ. Измерение продольных и поперечных деформаций (тензометрирование) производилось электрическими датчиками сопротивления с базой 50 мм. ($R = 400 \text{ Ом}$). Тензодатчики наклеивались клеем БФ-2 на стальную оболочку образцов ТБЭ. С целью последующего построения полей напряжений, выявления зон концентрации напряжений на стальной поверхности ТБЭ (рис.7), тензометрированием была охвачена вся поверхность ТБЭ с 1-ой стороны, на других 3-х сторонах тензодатчики приклеивались в центре образца (рис.6). Регистрация показаний ПДМ-70/11 и тензодатчиков выполнялась автоматическими датчиками измерения деформаций типа АИД-4. Преобразователи давления ПДМ-70 были установлены на 1/3 Н – высоты ТБЭ сверху и снизу (рис. 6). Продольное тензометрирование выполнено тензодатчиками, наклеенными в виде цепочки на всю высоту-Н образцов ТБЭ в 3-х продольных направлениях (сторона полного тензометрирования) и в центре в 3-х других сторонах. Поперечное тензометрирование выполнено в 7 сечениях по высоте-Н стороны полного тензометрирования и в центре Н в остальных 3-х сторонах (рис.6).

Основные цели изучения НДС ТБЭ:

1. Установить причину разрушения трубобетонных элементов различного поперечного сечения (круглого, квадратного, прямоугольного);
2. Установить зависимость эффективности бокового давления в зависимости от уровня бокового обжатия ($\bar{\sigma}_{0=2=3} / \bar{\sigma}_1^{\text{III}}$ бетонным ядром стальной оболочкой ТБЭ и сопоставить полученные результаты с результатами исследований стандартных цилиндрических образцов изготовленных и испытанных в ВНИИФТРИ на основе ОТБ того же состава (и дополнительно: изготовленных из цементного камня и песчаного бетона) испытанных при простом-пропорциональном $\bar{\sigma}_{0=2=3} / \bar{\sigma}_1^{\text{III}} = \text{const}$ и сложном непропорциональном ($\bar{\sigma}_{0=2=3} / \bar{\sigma}_1^{\text{III}} \neq \text{const}$) нагружении.
3. Намечать пути повышения несущей способности ТБЭ различного поперечного сечения.

Экспериментальные исследования НДС ТБЭ при объемном сжатии

Ниже на рис. 4. виден характер разрушения ТБЭ (без усиления стальными ребрами жесткости сверху). Разрушение (при однократном нагружении $N=450 \text{ тс}$) вызвано смятием верхнего торца ТБЭ. На рис.5.

показаны условия опирания ТБЭ при приложении продольной сжимающей силы N. На рис. 6., 6-1, 6-2 указана зона и последовательность установки ПДМ-70 в бетонном ядре ТБЭ. Первоначально вырезалось отверстие в стальной оболочке ТБЭ, затем ранее вырезанное отверстие было закрыто стальной пластиной, ранее вырезанной из ТБЭ, на основе сварки. На рис. 7, 7-1 показана зона растяжения (выпучивания) в стальной оболочке ТБЭ на промежуточном этапе нагружения до его разрушения. На рис. 8., 8-1 видно расположение ПДМ-70/11 снаружи и внутри ТБЭ послеразрушения – разрыва стальной стенки боковым давлением - б о бетонного ядра. Характер разрушения: интенсивное развитие вертикальных магистральных трещин отрыва в бетонном ядре ТБЭ сопровождающееся выпучиванием стальной стенки по всему контуру.

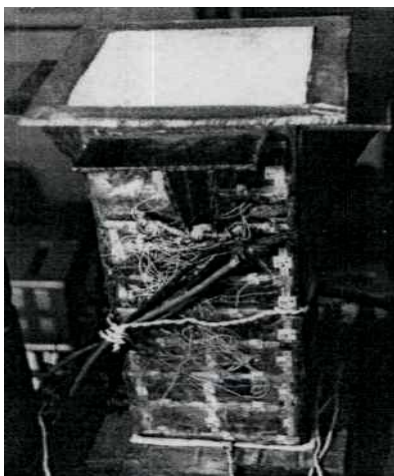


Рис.4

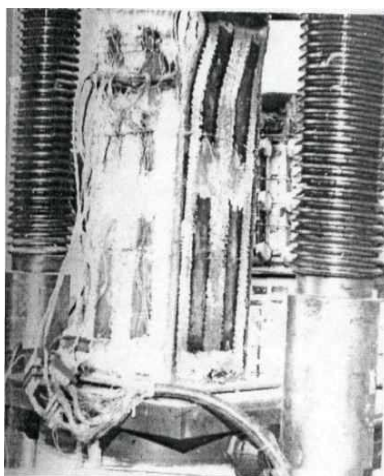


Рис.5

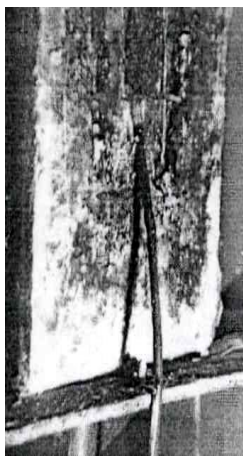


Рис.6

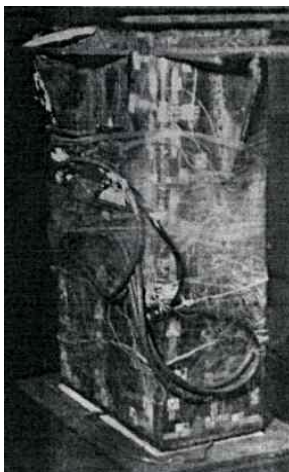


Рис.6-1

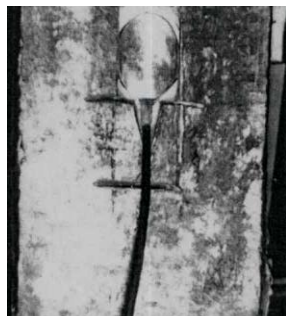


Рис.6-2



1. ПДМ70/11
Рис 6-4



1. ПДМ 70/11
Рис 6-3

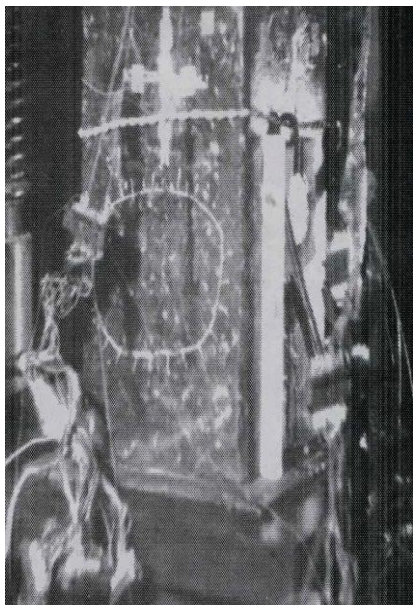


Рис. 7

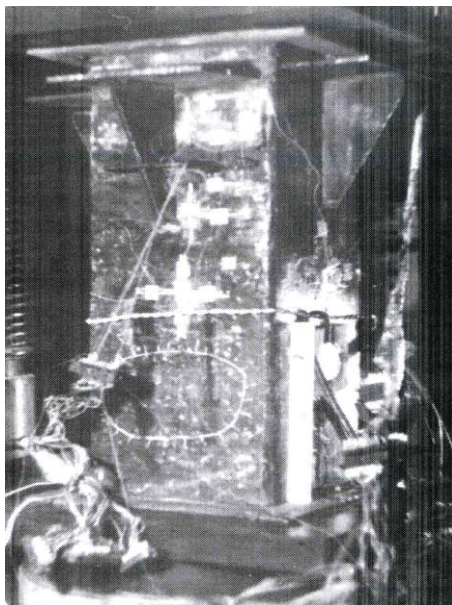
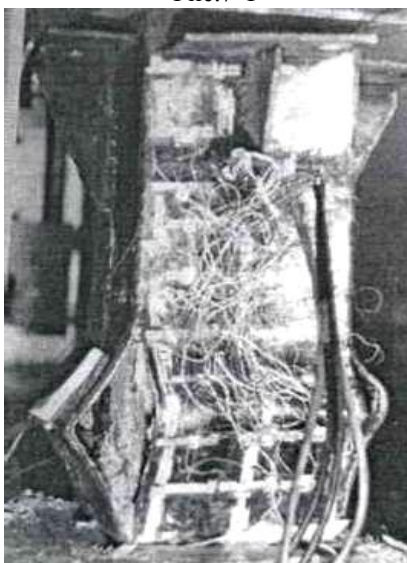


Рис.7-1



ПДМ-70/11 Рис8



ПДМ-70/11 Рис8-1

Методика проведения и результаты экспериментальных исследований

Для проведения экспериментальных исследований первоначально была выполнена работа по тарировке преобразователя давления ПДМ-70/11 заключающаяся в градуировке преобразователей давления ПДМ-70/11: преобразователи нагружались постоянно увеличивающимися порциями стандартных (гири) нагрузок передаваемых на преобразователи через фторопластовые пластины: по отклонению стрелки АИД-4 фиксировалась величина бокового давления $b_{0=2=3}$, затем по этим данным построен график зависимости b_1^{III} от величины $b_{0=2=3}$, до значения усилия $N = 0,7 \dots 0,8$ N разрушающее. Далее тарировка преобразователей давления продолжена на стандартной разрывной машине Р-50, до выхода преобразователя из строя (с целью определения возможного диапазона измерения ими величины бокового давления). Линейные графики зависимости нагрузки-разгрузки ПДМ-70/11 аналогичные паспортным данным свидетельствовали о достоверности выбранной методики проведения экспериментальных исследований. В первой партии экспериментальных исследований образцы ТБЭ круглого, квадратного и прямоугольного поперечного сечения, в верхней зоне (зона передачи сжимающих усилий), не имели дополнительного усиления стальных ребер приваренных к стальной трубе. Поэтому, при однократном приложении осевой сжимающей нагрузки $N = 450$ тс. ТБЭ квадратного сечения исчерпал несущую способность: бетонное ядро, в верхней зоне, получило значительные поперечные деформации расширения, это является причиной потери местной устойчивости стальной стенки – оболочки: она выпучилась, все усилие спонтанно передалось бетонному ядру: оно раздавилось (причиной разрушения стало развитие начальных зародышевых трещин, имеющихся в дефектах структуры ОТБ, с перерастанием их в магистральные трещины отрыва). Наибольшая продольная деформативность сжатия ТБЭ составила 239×10^{-5} е.о.д., затем (слышен резкий хлопок): спонтанно раскрылись вертикальные трещины, произошла потеря прочности - деформации сжатия сменили знак на растяжение (элемент получил значительные поперечные деформации растяжения - в $1,5 \dots 2,0$ раза превышающие продольные и резко просел под действием силы N : стальная оболочка ТБЭ выпучилась при разрушении) значение деформаций растяжения (по показаниям продольных тензодатчиков) равно 453×10^{-5} е.о.д. Поперечные тензодатчики ответственные за деформации растяжения в зоне разрушения (зона интенсивного развития микротрещин переходящих затем в магистральные трещины в бетоне) имели (в момент разрушения) величину деформаций равную 303×10^{-5} е.о.д. В зоне разрушения коэффициент поперечных

деформаций равен $\mu = 303/239 = 1,27$. Начало трещинообразования проявилось в ТБЭ уже при уровне нагружения $N/N_{\text{разр.}} = 100/450 = 0,22$. Характерное разрушение бетона в ТБЭ квадратного сечения выражено трещинообразованием отрыва соответствующего уровню напряжения $b_{0=2=3} / b_1^{\text{III}} = 0,01$. На рис. 9. приводится график зависимости роста прочности обжатого бетона (отношение величины бокового обжатия к продольному $b_{0=2=3} / b_1^{\text{III}} = \text{const}$ - пропорциональное нагружение) при простом нагружении. На рис. 10. показан график в зависимости роста прочности бетона при объемном сжатии - b_1^{III} , в случае постоянного бокового давления (сложное-непропорциональное нагружение $b_{0=2=3} = \text{const}$). Исходя из выполненных исследований видно: для повышения несущей способности ТБЭ необходимо создать такие условия, которые способствовали бы сдерживанию роста поперечных трещин. Одним из путей сдерживания роста трещин в бетоне является путь - повышения бокового давления $b_{0=2=3}$ за счет дополнительного обжатия бетона. Например, это возможно за счет увеличения момента сопротивления-W отдельных зон ТБЭ на основе установки дополнительных стальных ребер в верхней зоне ТБЭ, приваренных к стальной оболочке. Такое решение приводит к увеличению поперечной жесткости, что сдерживает интенсивный процесс трещинообразования в ядре ТБЭ. Испытания ТБЭ квадратного сечения, усиленных стальными ребрами сверху, при многократном приложении (ТБЭ нагружался усилием $N = 0 \dots 450 \dots 500$ тн., 7 раз) продольной сжимающей нагрузки ($N=0,8 \dots 0,9 N_{\text{разр.}}$) привели к исчерпанию несущей способности ТБЭ при нагрузке $N = 500$ тс на 7-м нагружении. Разрушение ТБЭ сопровождалось резким звуком подобным пушечному выстрелу. В табл. 1 приводятся значения величины бокового сжатия $b_{0=2=3}$ полученные на основании показаний ПДМ-70/11 на каждом этапе нагружения, а также и при разгрузке после разрушения ТБЭ.

Простое-пропорциональное нагружение ($\bar{\sigma}_{0=2=3} / \bar{\sigma}_1^{\text{III}} = \text{const}$)

(График определения эффективности бокового давления получен на основании данных, ранее выполненных авторами исследований, НДС ОТБ при объемном сжатии на стандартных образцах-цилиндрах. Эксперименты выполнены на установке типа цилиндр-поршень в ВНИИФТРИ).

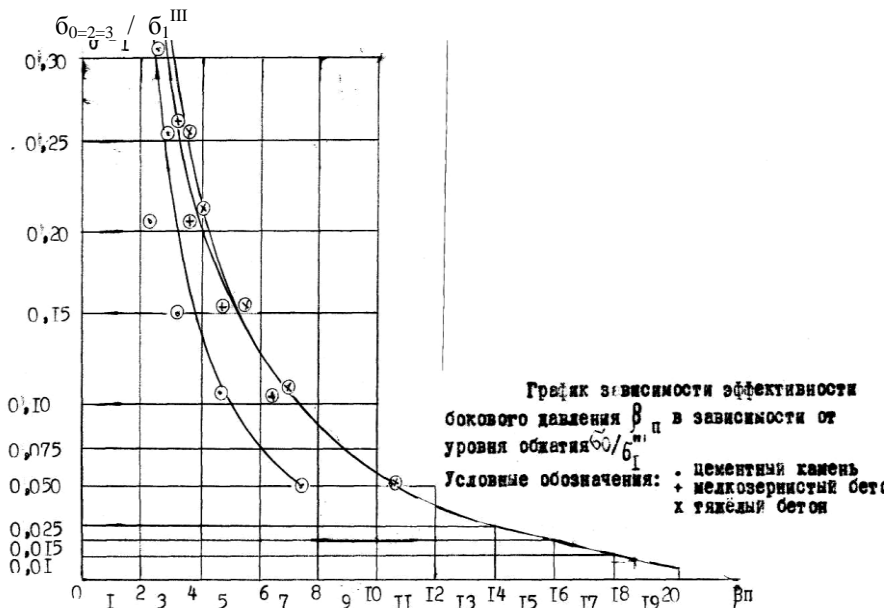


Рис. 9. ($\bar{\sigma}_1^{\text{III}}$ - продольная осевая прочность бетона при объемном сжатии)

Условные обозначения: . - Цементный камень

+ - Мелкозернистый - песчаный бетон

x - Обычный тяжелый бетон

$\bar{\sigma}_1^{\text{III}}$ - Осевое напряжение при объемно сжатии продольное

Сложное-непропорциональное нагружение ($\bar{\sigma}_{0=2=3} = \text{const}$, $\bar{\sigma}_{0=2=3} / \bar{\sigma}_1^{\text{III}} \neq \text{const}$).

(Экспериментальные исследования проведены авторами в ВНИИФТРИ) $\bar{\sigma}_{0=2=3} / \bar{\sigma}_1^{\text{III}}$

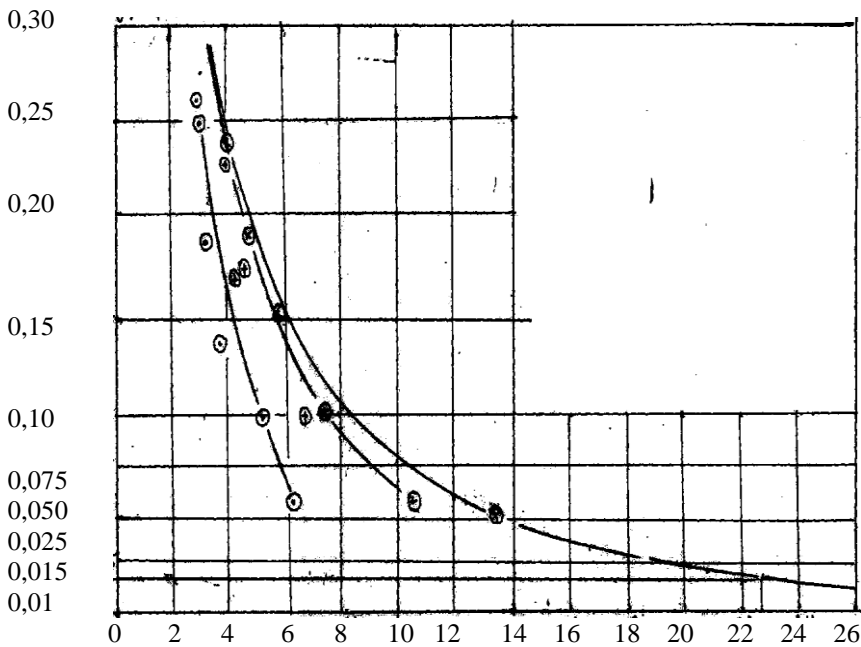


Рис.10. График зависимости эффективности бокового давления β_n в зависимости от уровня обжатия: $b_{0=2=3}/b_1^{III}$

Условные обозначения: · - Цементный камень
 + - Мелкозернистый - песчаный бетон
 x - Обычный тяжелый бетон(ОТБ)

Исследование напряжений в бетоне (состава ОТБ) в зоне сопряжения с стальной оболочкой ТБЭ на основе выполненного испытания образцов квадратного поперечного сечения (с дополнительными ребрами сверху).

(Многokратное нагружение образца ТБЭ нагрузкой $N = 0 \dots N$ разр, 1-й 7-й цикл нагружения).

Табл. 1

| Нагрузка N , тс | Боковое давление $b_{0=2=3}$, кгс/ кв.см | Показания ПДМ- 70/11 внутри бетонного ядра ТБЭ Нагружение - 7-й цикл б о, кгс/кв.см. |
|----------------------|--|--|
| | Первый (нагружение) | |
| 0 | цикл 0 | 5,14 |
| 5 | нагружения 0,025 | 5,14 |
| 25 | ТБЭ 0,05 | |
| 100 | 0,17 | |
| 150 | 0.66 | |
| 200 | 1,92 | |
| 250 | 3,71 | |
| 300 | 4,18 | |
| 350 | 4.10 | |
| 400 | 4,10 | |
| 450 | 4,15 | |
| 480 | | |
| 500 | | 5,01 |
| 490 | разгрузка | разгрузка |
| ... | | ... |
| 130 | | 4,62 |
| 110 | | 4,52 |
| 80 | | 4,06 |
| 60 | | 3,88 |
| 35 | | 4,49 |
| 0 | | 4.94 |

Значение величины бокового давления $b_{0=2=3}$ на стальной поверхности ТБЭ прямоугольного поперечного сечения.

В ТБЭ образце прямоугольного поперечного сечения $A=410 \times 205$ кв. см. с ребрами жесткости установленными в зоне приложения продольной силы N , преобразователи давления ПДМ-70/11 были установлены на стальной оболочке снаружи таким образом по высоте элемента, чтобы можно было определить боковое давление как в зоне смятия так и в средней зоне высоты

образца при его нагружении. Ниже приводятся результаты измерения бокового давления бетона на длинную и короткую сторону поперечного сечения на каждом этапе нагружении ТБЭ.

б о, кгс/ кв. см

Табл. 2.

| ПДМ-70 /11 | | | | |
|--|---------------------------------|----------------|----------------------------------|----------------|
| Нагрузка N тс. | короткая сторона (b=205 см.) | | длинная сторона (L = 410 см.) | |
| | б ₂ | б ₂ | б ₃ | б ₃ |
| (б ^{III} _{1, кг/кв. см}) | сверху | в центре | сверху | в центре |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 5 | 1,5 | 2,0 | 2,5 | 2,0 |
| 25,5 | 2,5 | 0,5 | 4, | 0 |
| 50,0 | 6.5 | 0,5 | 9,0 | 2,0 |
| 100,0 | 10,0 | 1,0 | 14,0 | |
| 150,0 | 12,0 | 2,0 | 16,0 | 4,5 |
| 200,0 | 13,0 | 4.0 | 23,0 | 6,5 |
| 250,0 | 15,0 | 4.5 | 29,0 | 9,0 |
| 300,0 | 16,0 | 5,0 | 30,5 | 10,0 |
| 350,0 | 16,5 | 5.5 | 14,0 | 15,0 |
| 400,0 | 17,0 | 6.0 | 3,0 | 20,0 |
| 400,0 | 15,0 | 5.5 | 3,5 | 20,0 |
| 450,0 | 13,0 | 11,0 | 2.5 | 10,0 |
| Разрушение ТБО (слышен звук подобный пушечному выстрелу) | | | | |
| 0 | | 15,0 | 0,5 | 3,0 |

Выводы и результаты:

1. Соотношение прочностей образцов ТБЭ круглого квадратного и прямоугольного сечения (без усиления в зоне смятия) составило: N_{круглое}=500тс; N_{квадратное}=450тс; N_{прямоугольное}=432,5тс= 1:0,9:0,87. Круглое сечение предпочтительнее по прочностным соображениям.
2. Причиной разрушения ОТБ в ТБЭ служит процесс накопления потенциальной энергии разрушения вызванный процессом трещинообразования от развития начальных зародышевых трещин в структуре бетона до спонтанного перерастания их в магистральные трещины развитые по высоте. Переход потенциальной энергии разрушения в кинетическую сопровождается резким шумом.

3. Регулировать процесс трещинообразования необходимо для повышения прочности ТБЭ в целом. Изменить процесс трещинообразования можно за счет:
- а) Изменения структуры бетона: компоненты бетона должны быть соизмеримы как по гранулометрическому составу так и по прочностным характеристикам;
 - б) В зоне смятия сечение ТБЭ должно быть равнопрочным во всех направлениях, для обеспечения этого целесообразно дополнительную поперечную рабочую арматуру располагать по направлению короткой стороны элемента, либо усиливать сечение (развивая радиус инерции) по направлению короткой стороны различными конструктивными приемами;
 - в) В массивных железобетонных конструкциях, типа опор мостовых сооружений и др. работающих в условиях трехосного сжатия, целесообразно применять бетон повышенной прочности, по направлению сжимающей силы (в радиусе равноустойчивости сечения), в остальных зонах объема можно применять бетон меньшей прочности, для экономии расхода составляющих бетона.
4. Процесс разрушения неравноустойчивых ТБЭ (прямоугольное либо иное сечение) прогрессирует (табл.2.) по направлению короткой стороны.

ОЦЕНКА
НАДЕЖНОСТИ
И ВОПРОСЫ
РЕКОНСТРУКЦИИ

ВЛИЯНИЕ УРОВНЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД НА ОСАДКУ ЗДАНИЯ

А.Н. Актуганов, О.А. Актуганов

г. Йошкар-Ола, Марийский государственный технический университет

Контроль за режимом подземных вод и гидрогеологической обстановкой на территории Йошкар-Олинской ТЭЦ-2 проводится с 1994 года по настоящее время Комплексной Изыскательской Экспедицией № 45. Ежегодные отчеты, составленные Экспедицией № 45, содержат таблицы замеров уровней подземных вод аллювия в пьезометрах, из которых была произведена выборка значений для последующего анализа [1,2].

Отметим некоторые выводы, сделанные Экспедицией № 45 в отчете за 2003 год, представляющие интерес для проводимого исследования: 1) сеть наблюдательных скважин размещена по всей территории ТЭЦ-2; 2) вся территория ТЭЦ-2 находится в состоянии подтопления грунтовыми водами, причем зона сильного и среднего подтопления составляет 85%; 3) стабильной тенденции повышения или понижения уровней грунтовых вод на территории ТЭЦ-2 не наблюдается (вывод сделан по среднегодовым значениям абсолютных отметок).

На участке здания водогрейной котельной расположено 3 наблюдательных скважин.

Рассмотрены гидрогеологические режимные наблюдения за период с февраля 2000 г. (с перерывом в 2001 году) по июнь 2004 г. По собранным данным построены графики колебаний уровней подземных вод и линии аппроксимации, с целью выявления тенденций изменения уровней грунтовых вод.

Абсолютные отметки зеркала грунтовых вод в рассматриваемый период находились на отметках 90,33...92,29 м. Амплитуда колебаний уровней подземных вод составляет 0,86...1,36 м. Максимальные отметки уровней наблюдаются весной, после снеготаяния, минимальные – осенью и зимой.

По данным наблюдений видно, что особенно интенсивное повышение уровня грунтовых вод наблюдалось в 2002 год. Несомненно, отсутствие наблюдений за 2001 год несколько снизило достоверность анализа, но не помешало выявить общие тенденции.

Линейная аппроксимация колебаний уровней грунтовых вод выявила тенденцию понижения уровня грунтовых вод. По линейной зависимости величина снижения уровня составила 0,256 м за 4,5 года или примерно 5 мм в месяц. Вместе с тем показания пьезометра № 74 выявляют обратную тенденцию – повышение уровня грунтовых вод, причем с большей динамикой. По линейной зависимости величина повышения уровня составила 0,513 м за 4,5 года или примерно 10 мм в месяц.

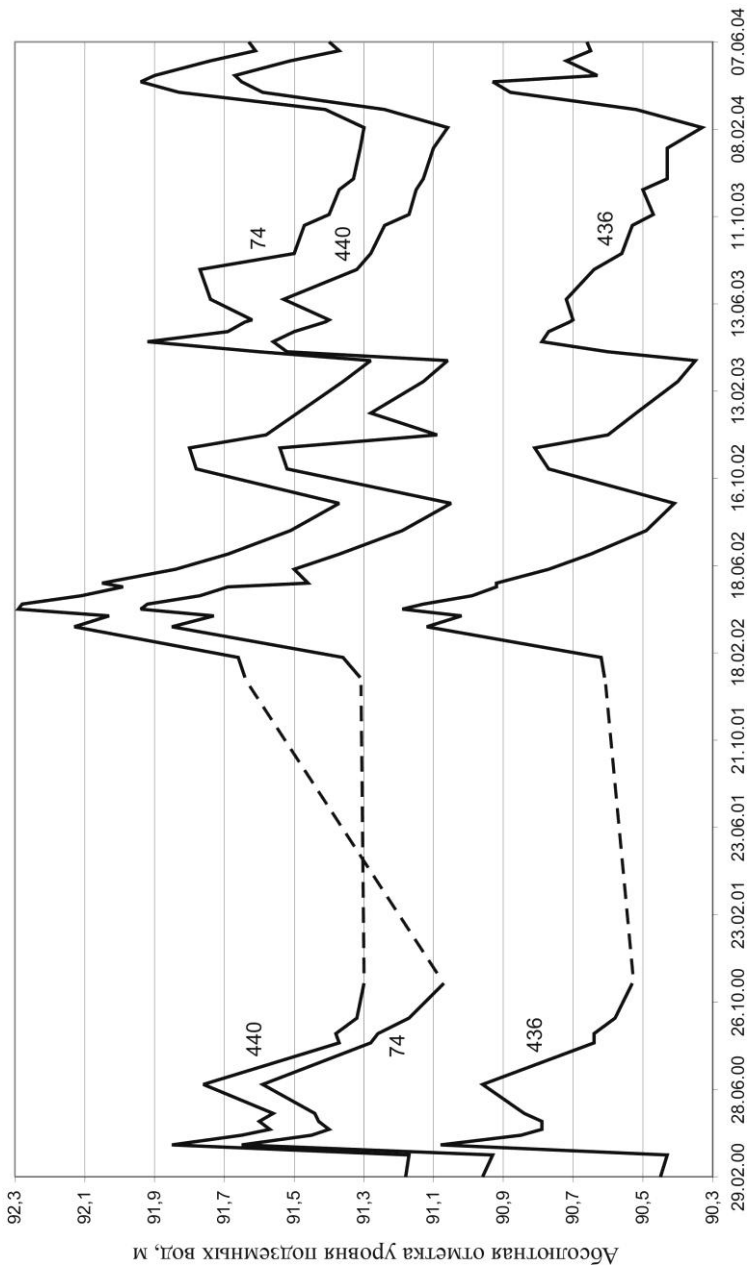


Рис. 1. Графики колебаний уровней подземных вод аллювия в пьезометрах

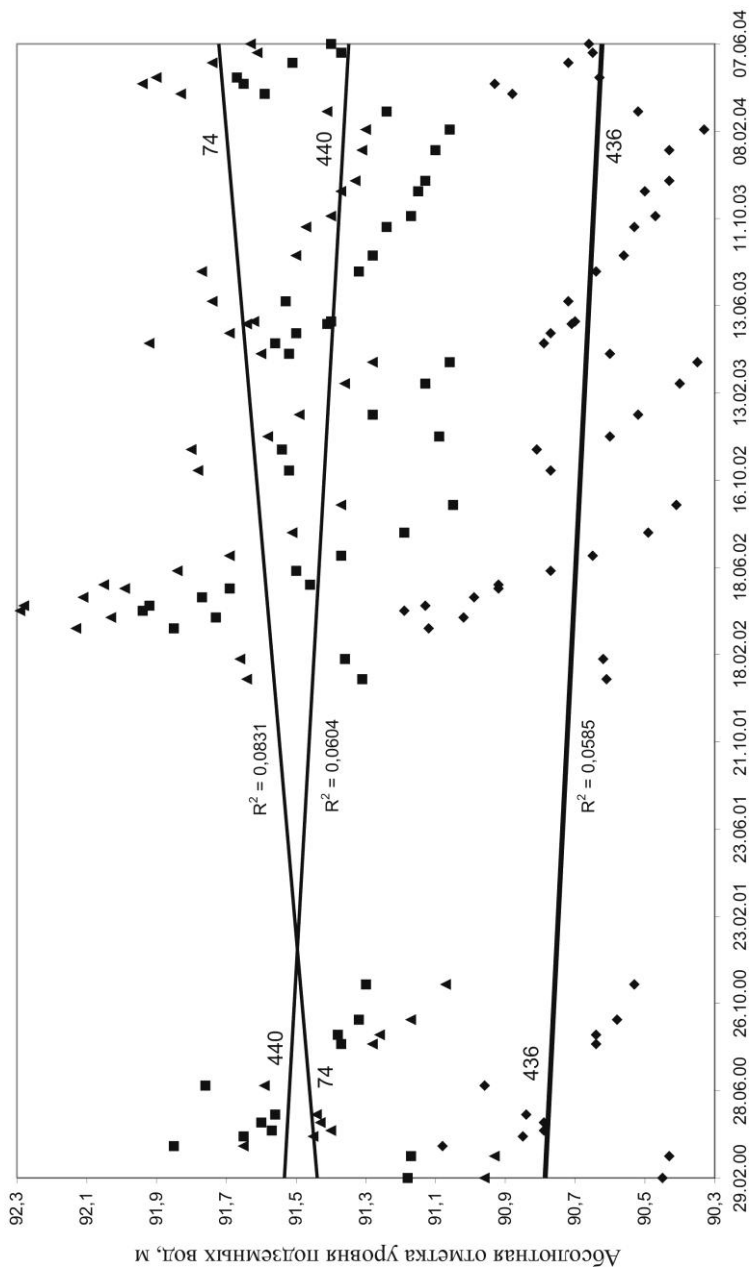


Рис.2. Линии аппроксимации колебаний уровней подземных вод аллювия в пьезометрах

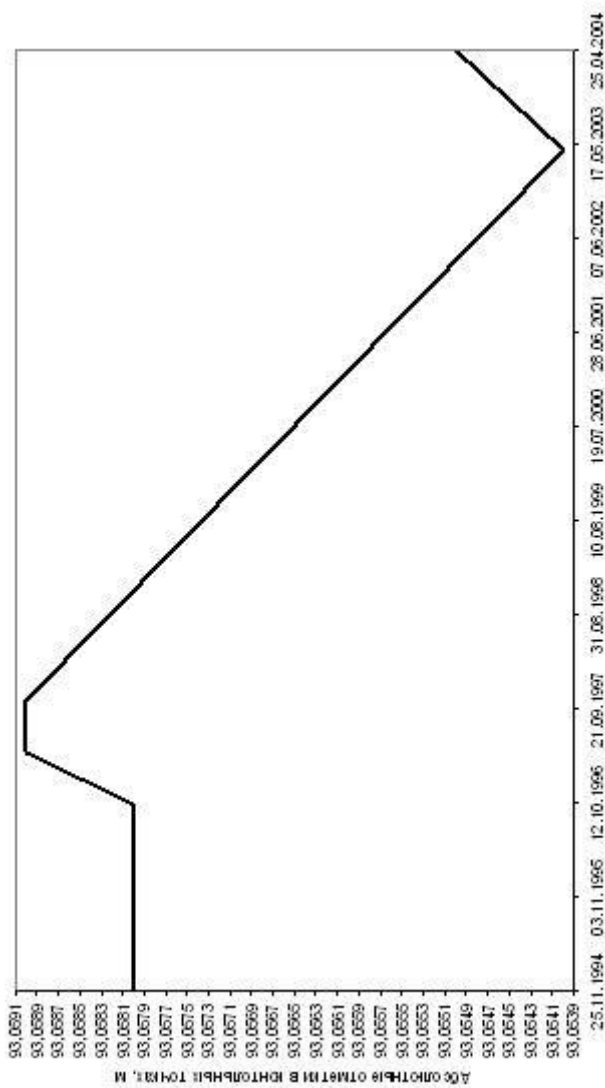


Рис.3. График изменения осадки в точке наблюдения 121

Наблюдения за осадкой зданий на территории Йошкар-Олинской ТЭЦ-2 проводится с 1994 года по настоящее время Комплексной Изыскательской Экспедицией № 45. В отчетах экспедиции имеются таблицы наблюдений, которые были использованы для анализа.

Замеры осадок зданий проводились один раз в год (с перерывом в 1995 г. и в период с 1998 по 2002 гг.) в осенние или весенние месяцы.

На здании водогрейной котельной выбрано 6 точек расположенные во всех углах здания и на обоих фасадах.

Для каждой точки наблюдения построен график изменения уровня во времени и сделан вывод о стабилизации осадки здания. Для одной из точек график изменения осадок приведен на рис.3.

Выводы

1. Абсолютные отметки зеркала грунтовых вод в рассматриваемый период находились на отметках 90,33...92,29 м, причем наибольшими они были в пьезометре № 74, а наименьшие в пьезометре № 436. Амплитуда колебаний уровней подземных вод составляет 0,86...1,36 м, причем наибольшие колебания наблюдались в пьезометре № 74, а наименьшие в пьезометре № 436. Максимальные отметки уровней наблюдаются весной, после снеготаяния, минимальные – осенью и зимой.

2. Линейная аппроксимация колебаний уровней грунтовых вод выявила тенденцию понижения уровня грунтовых вод (пьезометры № 436 и 440) за рассматриваемый период. По линейной зависимости величина снижения уровня составила 0,256 м за 4,5 года или примерно 5 мм в месяц, однако показания пьезометра № 74 выявляют обратную тенденцию – повышение уровня грунтовых вод, причем с большей динамикой. По линейной зависимости величина повышения уровня составила 0,513 м за 4,5 года или примерно 10 мм в месяц.

3. Анализ осадок по выбранным точкам наблюдения и графики изменения осадок во времени показывают, что в настоящее время произошло стабилизация осадок здания.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Отчет о результатах режимных наблюдений за уровнями подземных вод на территории Йошкар-Олинской ТЭЦ-2 за 2000-2002 годы. – Новочебоксарск, 2001. – 19 с.
2. Промежуточный отчет о результатах режимных наблюдений за уровнями подземных вод на территории Йошкар-Олинской ТЭЦ-2 за январь-июнь 2004 года. – Новочебоксарск, 2004. – 17 с.

ВЛИЯНИЕ ИНТЕНСИВНОСТИ СНЕГОВЫХ НАГРУЗОК НА НАДЕЖНОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ФЕРМ ПРИ НАЛИЧИИ АГРЕССИВНЫХ СРЕД

Актуганов А.Н., Актуганов О.А.

г. Йошкар-Ола, Марийский государственный технический университет

Важным этапом работы по определению напряженно- деформированное состояние несущих конструкций зданий является определение их технического состояния. Центральным звеном эксплуатации является диагностика повреждений зданий - достоверная оценка их технического состояния, действующих нагрузок и эксплуатационных качеств. Исходным материалом для определения технического состояния конструкций служат результаты обследования, внедрение научно обоснованных методов, нормированных значений контролируемых параметров, а также разработка эффективных методов защиты и восстановления эксплуатационных качеств конструкций.

Обследования и выявление общего технического состояния металлических конструкций проводилось на здании главного корпуса Йошкар-Олинской ТЭЦ АО «Мариэнерго». Для определения возможности дальнейшей эксплуатации, определения закономерностей износа и влияния интенсивности снеговых нагрузок на надежность элементов металлических ферм покрытия, к обследованию были подвергнуты стальные фермы покрытия. В ходе обследования определялось соответствие конструкций и их узлов требованиям проекта и действующих норм проектирования; были выполнены поверочные расчёты конструкций с учётом их фактического состояния и фактических снеговых нагрузок с учетом их изменчивости и определены уровни надежности элементов ферм покрытия.

Обследования скопления снеговых нагрузок на покрытиях здания главного корпуса ТЭЦ показали:

- на пролетах, расположенных с наветренной стороны по отношению к розе ветров, снеговая нагрузка не превышала расчетного значения и составляла 60...70% от расчетного значения;
- над дымососным отделением, расположенным с заветренной стороны и с перепадом высот до 10 метров, наблюдалось значительное скопление снеговой нагрузки, величина которой превышала расчетное значение в 1,1...1,25 раза.

Здание главного корпуса Йошкар-Олинской ТЭЦ АО «Мариэнерго» представляет собой четырёхпролётное одноэтажное здание с металлическим каркасом, с разными пролётами и разной высоты. Поперечные рамы каркаса состоят из металлических колонн и стропильных ферм пролётами 39 и 30 метров, на которые уложены стальные панели покрытия. При обследовании

металлических ферм были обнаружены общие искривления стержней в плоскости так и из плоскости ферм, а также местные погибы полок элементов ферм выполненных из спаренных уголков. Отличие работы искривленных стержней от внецентренно сжатых учитывалось умножением стрелки искривления стержня f_0 в ненагруженном состоянии на коэффициент перехода k от максимальной стрелки искривления к эквивалентному эксцентритету, принимая

$$m_{ef} = m_f k \eta, \text{ где } m_f = \frac{f_0 \cdot A}{W}.$$

Коэффициент k предлагается вычислять по формуле

$$k = 0,82 + 0,1 \frac{\sqrt{\eta \cdot m_f}}{\bar{\lambda}} \quad (1)$$

Расчет на устойчивость сжатых стержней из двух спаренных уголков, расположенных в тавр и имеющих искривления в двух плоскостях, следует выполнять по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{iw} \cdot A_0} \leq R_{y0} \quad (2)$$

где φ_{iw} – коэффициент снижения несущей способности, определяемый в зависимости от условной гибкости в плоскости симметрии сечения

$\bar{\lambda} = l_0 / i_x \cdot \sqrt{R_{y0} / E}$ и условных относительных стрелок искривлений в двух плоскостях

$$\bar{U}_0 = \frac{f_{x0}}{l_0} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{y0}}}; \bar{V}_0 = \frac{f_{y0}}{l_0} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{y0}}} \quad (3)$$

Расчеты, выполненные по деформированной схеме элементов ферм, с учетом неравномерного распределения снеговых нагрузок по разным пролетам.

Металлические конструкции покрытий подвержены в основном атмосферной коррозии. В результате общего равномерного коррозионного разрушения всей поверхности металла уменьшается площадь сечения элемента и снижается его несущая способность. В то же время коррозионный износ элементов металлических конструкций зависит от формы сечения K_ϕ и положения элемента в пространстве K_α , как отношение износа произвольно расположенного элемента к эталонному (горизонтальному) [1].

Необходимо, также рассматривать стропильную ферму, как систему с последовательным соединением элементов, когда ее надежность зависит как от числа элементов, так и от их уровня надежности [2]. При расчете напряжений учитывалось статистические данные снеговых нагрузок и ее

распределение по пролетам. При таком подходе надежность элементов ферм можно описать моделью

$$\Phi(F) = \prod_{i=1}^m \Psi_i(F), \quad (4)$$

где m – число элементов фермы;

Ψ_i – условная вероятность безотказной работы i -го элемента.

Тогда надежность элементов можно записать в форме неравенства вида

$$R_i - S_{Fi} > 0, \quad (5)$$

где S_{Fi} – напряжение в i -ом стержне от нагрузки;

R_i – несущая способность i -го стержня.

Для растянутого стержня фермы при детерминированной нагрузке напряжение от нее также детерминированная величина и вероятность безотказной работы примет вид

$$\Psi_i(F) = 1 - P(S_F). \quad (6)$$

Для сжатого стержня фермы напряжение S_F является случайной величиной, так как зависит от случайного начального искривления стержня

$$\begin{aligned} R_i &= \bar{R} + R^\circ, \\ S_F &= S_o + S_y, \end{aligned} \quad (7)$$

где \bar{R} – математическое ожидание предела текучести или расчетного сопротивления стали;

R° – центрированная случайная величина предела текучести или расчетного сопротивления;

$S_o = \frac{N}{A}$ – осевое напряжение в стержне, площадью A ;

N – сжимающее усилие в стержне;

S_y – дополнительное напряжение в стержне от начального искривления.

Тогда, вероятность безотказной работы сжатого стержня фермы можно записать формулой

$$R_i - S_{Fi} = (\bar{R} - S_o) + (R^\circ - S_y) = (\bar{R} - S_o) + z. \quad (8)$$

Условие вероятности при фиксированной нагрузке безотказной работы сжатого стержня примет вид

$$\Psi_i(F) = \int_{-(R-S_o)}^{\infty} P_z(y) dy, \quad (9)$$

где $P_z(y)$ – плотность распределения вероятностной величины $z = R^\circ - S_y$.

Случайная величина R° подчиняется нормальному закону распределения со стандартом $\sigma(R^\circ)$. Величина S_y зависит от начального искривления стержня и осевого напряжения S_o .

При работе стержня в упругой области

$$S_y = \frac{S_o \cdot \eta}{\left(1 - \frac{S_o}{S_{кр}}\right)}, \quad (10)$$

где $S_{кр} = \frac{N_{кр}}{A}$ – критическое напряжение от Эйлеровой критической силы;

$\eta = \frac{y_o}{\rho}$ – относительное начальное искривление стержня при ядровом расстоянии равно ρ .

При нормальном распределении напряжений и расчетных сопротивлений уровень надежности можно определить через табулированную функцию Лапласа по формуле

$$P_z(y) = \frac{1}{\alpha \cdot \sigma(R)} f\left(\frac{y}{\alpha \cdot \sigma(R)}\right) \left(1 - \Phi\left(\frac{K \cdot y}{\alpha \cdot \sigma(R)}\right)\right), \quad (11)$$

где $\Phi(x) = \int_{-\infty}^x f(y) dy$ – табулированная функция Лапласа;

$$K = \frac{C \cdot \sigma(\eta)}{\sigma(R)}; \quad \alpha = \sqrt{1 - K^2}.$$

При равномерном коррозионном износе элементов ферм, расчетную площадь поперечного сечения стержней ферм допускается определять по формуле

$$A_{ef} = (1 - K_{SA} \Delta^*) A_o, \quad (12)$$

где A_o – общая площадь поперечного сечения без учета коррозионных повреждений усиленных элементов;

K_{SA} – коэффициент слитности сечения.

Величина проникновения коррозии $\Delta^* = \bar{\delta}$ при односторонней коррозии замкнутых профилей. Величину ожидаемого коррозионного износа для стальных ферм покрытия можно определить по формуле

$$\bar{\delta} = A \cdot t^n K_\alpha K_\phi, \quad (13)$$

где A, n – коэффициенты, зависящие от агрессивности сред;

K_α – коэффициент влияния угла наклона стержня;

K_ϕ – коэффициент влияния формы сечения стержня;

t – время (годы).

Тогда при ожидаемом коррозионном износе $\bar{\delta}$, осевое напряжение в поперечном сечении стержня, имеющих искривления в двух плоскостях, следует вычислять по формуле

$$\bar{S}_o = \frac{N}{(1 - K_{SA} \Delta^*) \cdot \varphi_{uv} \cdot A_o}. \quad (14)$$

Для растянутых стержней ферм, с учетом коррозионных повреждений, вероятность безотказной работы равна

$$\Psi_i(F) = 1 - P(S_o). \quad (15)$$

Для сжатого стержня

$$\Psi_i(F) = 1 - P_z(y). \quad (16)$$

В формулу (11) для определения C ставим значение \bar{S}_o , определяемое по формуле (14).

По приведенным выше формулам была рассчитана вероятность безотказной работы легких металлических ферм покрытия из спаренных уголков. Прогнозирование проведено на тридцатилетний срок эксплуатации в агрессивных средах. Значения коэффициентов A , n , приняты по результатам натурного обследования здания ТЭЦ, а коэффициенты K_α и K_ϕ по данным [1].

Расчеты, проведенные по выше перечисленным формулам, показали:
– уровень надежности элементов ферм различных пролетов без учета влияния интенсивности снеговых нагрузок колеблется в пределах 0,995... 0,998;
– с учетом влияния коррозионного износа 0,99... 0,988;
– с учетом действительного состояния снеговых нагрузок: в пролетах, где снеговые нагрузки не превышают нормативные значения 0,988 ... 0,995, в пролетах, где обнаружено скопление снеговой нагрузки, с учетом коррозионного износа 0,89... 0,95

Литература:

1. Актуганов А.Н., Актуганов О.А., Малахов Е.В. Надежность элементов металлических ферм, эксплуатирующихся в агрессивных средах / В сб. Региональные проблемы строительного и дорожного комплексов. – Йошкар-Ола, 2000. – с. 30-35.
2. Актуганов А.Н., Актуганов О.А., Кудрявцев А.Ю. Прогнозирование надежности элементов металлических ферм./ В сб. Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: Материалы Четвертой Всероссийской конференции. В 2ч. Ч.2. Чебоксары: Изд-во

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ КОРРОЗИИ МЕТАЛЛА

А.Н. Наумов, А.Н. Актуганов
г. Йошкар-Ола, МарГТУ

Агрессивность среды служит аргументом, в зависимости от которого следует назначать материал конструкций, определять конструктивную форму элементов и выбирать оптимальные виды защитных покрытий, предусматривать правила эксплуатации конструкций в процессе службы.

Показателями среды, определяющими степень ее агрессивности по отношению к металлическим конструкциям, являются относительная влажность, температура, возможность образования конденсата, состав и концентрация газов и пыли, туманы агрессивных жидкостей, а также способы воздействия на конструкции.

В зависимости от факторов, формирующих эксплуатационную среду, строительные конструкции можно подразделить:

- на конструкции, эксплуатирующиеся на открытом воздухе, в общезаводской атмосфере;
- на конструкции, эксплуатирующиеся внутри зданий, во внутрицеховой атмосфере.

Коррозионное разрушение металлов – одна из существенных причин снижения долговечности металлических конструкций. Хотя причины недостаточной надежности и долговечности многочисленны и не ограничиваются коррозионным износом, однако есть большая группа сооружений, где фактор агрессивности среды определяет долговечность строительных металлических конструкций. Около 75% всех металлических конструкций эксплуатируются в средах различной степени агрессивности.

Создание долговечных и экономичных металлических конструкций должно базироваться на решении двух принципиальных задач: определение оптимальных, экономически оправданных сроков службы зданий и отдельных конструкций; изыскании наиболее эффективных мероприятий для обеспечения этого срока службы.

Для основных зданий цветной и черной металлургии и ряда объектов других отраслей промышленности срок службы металлических конструкций определяется главным образом физическим износом, причем для зданий с агрессивной средой – коррозионным износом. Однако анализ состояния и эксплуатации конструкций цехов показал, что фактический срок службы отдельных конструкций не всегда равен сроку службы здания или

сооружения в целом и зависит от характера действующих на них нагрузок. С этой точки зрения все конструкции цеха можно разбить на две группы:

а) конструкции, воспринимающие постоянные нагрузки, не меняющиеся со временем, и атмосферные воздействия (шатер, покрытие, стропильные фермы, колонны бескрановых зданий и с кранами до 20 т, фахверк). Срок службы этих конструкций определяется физическим износом и должен быть равен сроку службы зданий;

б) конструкции, воспринимающие нагрузки от оборудования, которые могут меняться со временем (подкрановые балки) и непосредственно связанные с технологическим оборудованием (этажерки, рабочие площадки).

Предлагаемый дифференцированный подход позволяет более целесообразно назначать материал и меры защиты от коррозионного и других видов износа разных групп конструкций. Долговечность конструкций группы «а» должна быть обеспечена наиболее эффективными методами, в то время как срок службы конструкций групп «б», связанный со сроком морального износа оборудования, значительно меньше, что предопределяет другие защитные мероприятия, а в некоторых случаях такие конструкции могут эксплуатироваться без защиты.

Для обеспечения требуемой долговечности конструкций стадия проектирования является определяющей, так как уже при проектировании необходимо учесть особенности работы металлических конструкций в агрессивных эксплуатационных условиях, связанных с характером и интенсивностью коррозионных разрушений элементов. Игнорирование этих особенностей приводит к снижению долговечности конструкций или к росту эксплуатационных затрат, т.е. к снижению эффективности капитальных вложений.

Выбор материала – один из методов снижения коррозионного износа. Хотя в большинстве эксплуатационных сред металлические конструкции применяются в защищенном виде, было бы неправильно делать вывод, что свойства конструкционного материала в этом случае несущественны. Во-первых, надежность промышленных средств защиты металлических конструкций от коррозии невысока, а в ряде случаев защитные покрытия не возобновляются в процессе эксплуатации. Во-вторых, как показывают обследования, защитные покрытия ведут себя по-разному в зависимости от антикоррозионных свойств материала: чем менее коррозионно-стойкий материал, тем быстрее разрушаются защитные покрытия, и, в-третьих, характер коррозионных разрушений элементов, от которого зависит изменение несущей способности при эксплуатации, также зависит от свойств конструкционного материала. Следовательно, от правильного выбора материала зависит срок службы конструкции. Сложность этой технико-экономической задачи объясняется тем, что коррозионная стойкость

материала без учета условий эксплуатации не может быть охарактеризована каким-либо показателем, как, например, механические свойства металла. Поэтому выбор материала должен базироваться на результатах экспериментальных исследований. По степени агрессивности среды объекты разделены на четыре группы, определяемые скоростью коррозии конструкций.

Скорость коррозии стали зависит в первую очередь от степени агрессивности среды: при увеличении степени агрессивности на одну ступень скорость коррозии изменяется почти на порядок. Все строительные стали можно разделить на три группы по коррозионной стойкости: 1) марганцовистые стали и сталь 14ГСМФР; 2) все стали, кроме входящих в 1-ю и 3-ю группы; 3) медистые и атмосферостойкие стали. Однако если степень агрессивности среды изменяет скорость коррозии на порядок, то влияние химического состава меньше и может достигать 1,5...2 раза.

Напряженно-деформированное состояние в элементах конструкций, пластическая деформация, механическая и термическая обработка по разным режимам не оказывают заметного влияния на сопротивление сталей атмосферной коррозии. Однако эти факторы могут существенно повлиять на характер коррозионных разрушений, от чего зависит изменение несущей способности прокорродированных элементов.

Большое влияние на уменьшение интенсивности коррозионных процессов в элементах конструкций оказывают конструктивные мероприятия. При проектировании применяется принцип концентрации материала. Принцип этот основан на необходимости придавать сечениям элементов сооружения при прочих равных условиях возможно меньшую поверхность и большую толщину.

Помимо концентрации металла и увеличения толщины сечений в снижении скорости поражения коррозией элементов сооружений существенную роль играет конструктивная форма сечения. Придавая элементу ту или иную форму, можно получить различные сроки службы сооружения.

Наиболее распространенной моделью коррозионного износа является степенная функция времени:

$$\delta = A_1 \cdot t^n$$

где A_1 и n – коэффициент и показатель степени модели;

t – время.

Кроме того, степенная функция проста в использовании, а параметры, входящие в нее, имеют четкий физический смысл.

**К ВОПРОСУ УСИЛЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ОБОЙМАМИ И РУБАШКАМИ**

С.И. Иванов
г. Москва, НИИЖБ

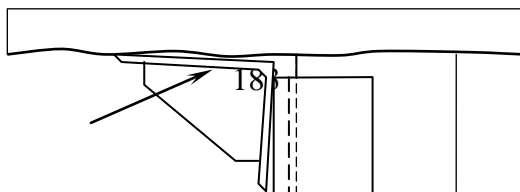
Вследствие дефектов изготовления, повреждения или при реконструкции здания возникает задача усиления вертикальных (колонн и стен) железобетонных конструкций.

При этом наименее трудоемко усиление осуществлять с помощью обойм, как металлических, так и железобетонных, а в последнее время – и углепластиковых.

Усиление вертикальных конструкций с помощью обойм необходимо выполнять в соответствии с рекомендациями [2]. Указанный документ содержит достаточно полные рекомендации по выполнению усиления. Однако, несмотря на это, при осуществлении усиления имеет место ряд наиболее частых дефектов изготовления, описанию которых, методам выявления, устранения и контроля - посвящена данная статья.

Наименее трудоемко и наиболее распространено усиление колонн замкнутыми металлическими обоймами из прокатных уголков. Подбор сечения обоймы выполняется для увеличения несущей способности конструкции за счет восприятия обоймой дополнительной вертикальной силы, как для центрального сжатия. Поэтому эффективность усиления зависит во – первых, от плотного прижатия опорных уголков обоймы к горизонтальным конструкциям (перекрытиям, фундаментам), передающим и воспринимающим нагрузку с усиливаемой конструкции, а во – вторых, от устойчивости обоймы.

Плотное прижатие опорных уголков может быть обеспечено двумя способами: По первому способу предварительно монтируются вертикальные несущие уголки обоймы и привариваются горизонтальные планки. Опорные уголки поочередно прижимаются к полу и потолку с помощью домкратов или специальных приспособлений [2], затем привариваются к вертикальным несущим уголкам. При прижатии опорных уголков к горизонтальным конструкциям, вследствие неровностей поверхности возможно наличие клиновидного зазора между плоскостью опорного уголка, примыкающего к обойме и самой обоймой (рис. 1), что ухудшает качество сварного сопряжения. Изготовление и применение специальных приспособлений, применение домкратов достаточно трудоемки, поэтому часто поджатие опорных уголков к перекрытиям выполняется некачественно, с зазорами, и обойма усиления не включается в совместную работу с усиливаемой конструкцией.



перекрытие

опорный
уголок

усиливаемый
элемент

клиновидный зазор

уголок обоймы

Рис. 1 .

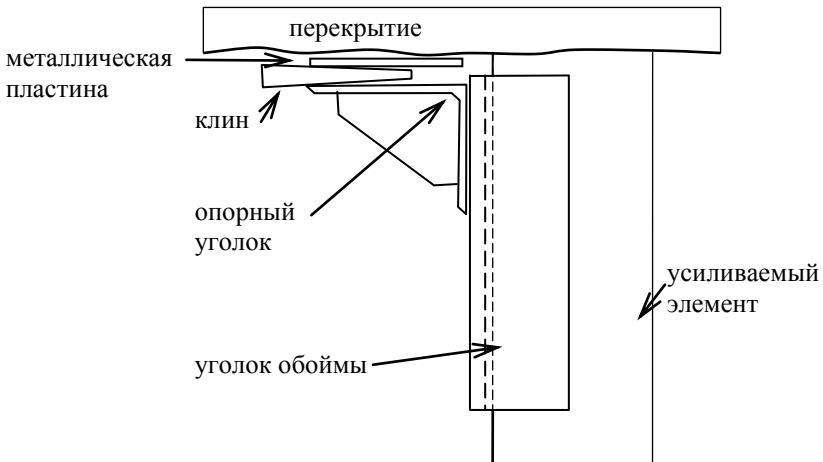


Рис. 2 .



Уголки обоймы
усиления

Рис. 3 .

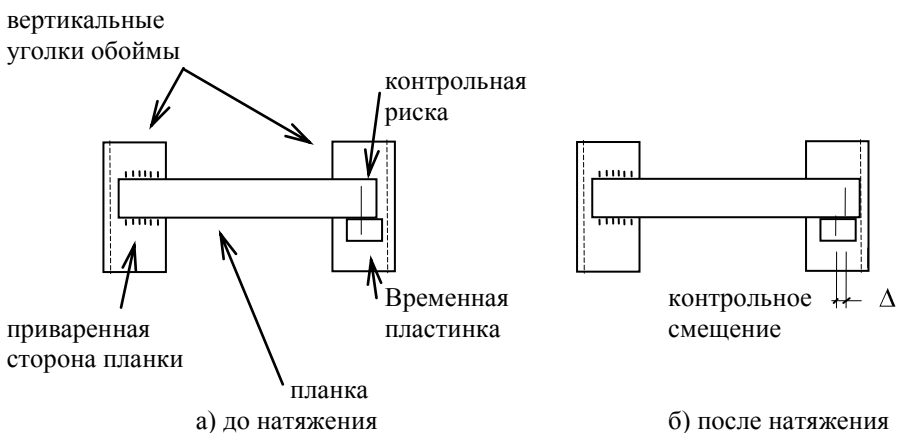


Рис. 4 .

По второму способу к предварительно смонтированным вертикальным несущим уголкам обоймы привариваются опорные уголки на расстоянии 10 – 20 мм от горизонтальных конструкций (перекрытий или фундамента). Затем оставленный зазор зачеканивается жестким цементно – песчаным раствором. Главный недостаток указанного способа – отсутствие способа контроля качества зачеканки зазора.

Исходя из опыта выполнения усиления колонн ряда зданий, строящихся в г. Москве, качественное прижатие опорных уголков к перекрытиям рекомендуется обеспечивать за счет использования забиваемых

металлических клиньев (рис. 2), изготовленных из полок прокатных профилей с наклонными гранями.

Устойчивость обоймы усиления обеспечивается за счет плотного прижатия к усиливаемому элементу. Прижатие вертикальных уголков обоймы достигается путем скругления углов усиливаемого элемента (рис. 3), а так же предварительного напряжения горизонтальных планок, за счет нагрева до температуры 100-150°C и приварки в нагретом состоянии [2].

Для надежного натяжения планок, рекомендуется выполнять контроль удлинения каждой планки в процессе нагрева. Величина удлинения составляет 1-1,5 мм на 1м длины планки. Контроль удлинения рекомендуется выполнять по смещению рисок, нанесенных на планку и временно установленной пластинки той же толщины, что и планка (рис. 4). Натяжение следует выполнять попарно, по 2 планки на противоположных гранях навстречу друг к другу, по высоте - от центра обоймы – к опорам.

В случае, если в процессе нагрева контроль удлинения планок не производился, качество натяжения планок может контролироваться простукиванием: при наличии натяжения планки тон звучания – высокий (планка «звенит»). В сомнительных случаях контроль натяжения может быть осуществлен путем выборочной разрезки планки и контролю укорочения с помощью трубки Брюннеля по предварительно нанесенным рискам. Разрезанные планки нагреваются и соединяются путем приварки к подкладываемой пластине.

Для широких планок (при ширине 100 мм и длине менее 500 – 600 мм) нагрев и контроль удлинения – не требуются, достаточная степень предварительного напряжения может быть достигнута за счет сварочных напряжений. Однако, в таком случае, обязателен выборочный контроль натяжения путем разрезки планок и замера укорочения.

Следует отметить, что в настоящее время в расчетах не учитывается наличие предварительного напряжения горизонтальных планок. Однако при обеспечении качественного натяжения планок, увеличение несущей способности усиливаемого элемента происходит не только за счет восприятия обоймой вертикальной силы, но и за счет работы бетона усиливаемого элемента в условиях объемного напряженного состояния. Проведенные в лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБ эксперименты показали, что приращение несущей способности за счет преднапряжения планок и объемного напряженного состояния бетона усиливаемого элемента бывает настолько существенным, что сопоставимо с приращением несущей способности за счет работы сжатых вертикальных элементов обоймы. Это может позволить в ряде случаев (архитектурные требования, отсутствие места для размещения опорных уголков) отказаться от установки опорных уголков. Однако полученных

данных недостаточно для разработки рекомендаций по учету преднапряжения планок при расчете усиления. Несмотря на это, рекомендуется выполнять предварительное напряжение планок в запас несущей способности.

При усилении вертикальных конструкций железобетонными обоймами и рубашками, в рекомендациях [2, рис. 11] указано на необходимость установки в углах наклонных конструктивных стержней, препятствующих раскалыванию обоймы. В ряде случаев из-за большого насыщения арматурой, для обеспечения качественного бетонирования конструкций проектные организации отказываются от установки наклонных стержней. Необходимость установки наклонных стержней получена исходя из характера разрушения обойм усиления при испытании большого количества образцов, поэтому рекомендуется не отказываться от их установки.

Бетонирование обойм и рубашек усиления в большинстве случаев осуществляется в стесненных условиях, при ограниченном доступе. При этом в теле бетонируемых элементов возможно образование дефектов изготовления в виде раковин, температурно-усадочных трещин различной ориентации. Бетонирование конструкций усиления возможно только при положительной температуре бетона усиливаемого элемента. Вследствие относительно малой толщины обойм и рубашек температурно – усадочные трещины по их поверхности в большинстве случаев – сквозные, снижающие несущую способность конструкций усиления. Ремонт их необходимо выполнять методами, обеспечивающими восстановление сплошности сечений, например – инъецированием составов на основе низковязких полимеров.

При контроле качества бетонирования обойм и рубашек особое внимание следует уделять верхнему рабочему шву бетонирования в горизонтальном сечении в уровне сопряжения с перекрытием. Так как оно является верхней границей бетонирования, по его поверхности возможно всплытие цементного молока, пены из избыточного пластификатора, то есть прочность бетона поверхностного слоя может быть понижена. Кроме того, вследствие усадки или некачественного бетонирования вдоль рабочего шва может образоваться сквозной зазор. Поэтому рекомендуется осуществлять сплошную ультразвуковую дефектоскопию верхнего рабочего шва бетонирования в соответствии с методикой, изложенной в [1]. При наличии зазора ремонт осуществлять инъецированием составов на основе низковязких полимеров.

В статье изложен опыт работы лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБ.

Литература

1. Коревицкая М.Г., Тухтаев Б.Х. Дефектоскопия при возведении зданий из монолитного железобетона, - сборник докладов «Проектирование и строительство монолитных многоэтажных жилых и общественных зданий, мостов и тоннелей», М., - 2004.
2. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий», М., - 1992.

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРИЧИН РАЗРУШЕНИЯ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ ЖИЛОГО ДОМА

О.В. Кононова, Л.П. Мотовилова, В.М. Поздеев

Йошкар-Ола, Марийский государственный технический университет

Опыт эксплуатации жилых крупнопанельных зданий показывает, что долговечность их ограждающих конструкций в ряде случаев не соответствует нормативным срокам. Анализ причин разрушения необходим для проведения ремонтных работ, для разработки новых и совершенствования известных проектных решений.

В процессе ремонта межпанельных стыков жилого пятиэтажного дома, находящегося в эксплуатации около 30 лет, было установлено, что часть стеновых панелей глухой торцевой стены здания, обращенной на юг, подвержены разрушению в виде раскрытия поверхностных трещин и вспучивании облицовочного слоя. Развитие процессов разрушения продолжилось и после ремонта стыков. В одной из панелей третьего этажа произошло полное отслоение наружной облицовки и основного конструктивного слоя на глубину 80...100 мм вместе с распределительной арматурной сеткой, выполненной из проволоки диаметром 3 мм. На поверхности обрушения обнажились элементы вертикальной грани каркаса конструктивной стержневой арматуры класса А-I диаметром 10 мм.

Установлено, что наружные стеновые панели здания марок КНС-5 и КНС-3П изготовлены толщиной 32 мм из керамзитобетона крупнопористой структуры с проектной средней плотностью 1000 кг/м^3 . Панели отформованы «лицом вниз» с облицовкой из мелкоштучной ковровой стеклянной плитки размером 20×20 мм по слою цементно-песчаного раствора плотного строения толщиной 25 мм. Проверка теплотехнических характеристик ограждающих конструкций показала, что стеновые панели не удовлетворяли теплотехническим требованиям для г. Йошкар-Олы, действующим в период строительства. При осмотре поверхности разрушения керамзитобетона не обнаружено высолов, подтеков, выцветов и других признаков, внешне подтверждающих коррозию цементного камня. В процессе эксплуатации здания не всегда своевременно проводился ремонт межпанельных стыков,

что способствовало прониканию внутрь стеновых панелей атмосферных осадков и снижению теплозащитных функций стенового ограждения.

Испытания проб керамзитобетона показали, что керамзитобетон панели имеет среднюю плотность 975 кг/м³, что согласуется проектным решением. В соответствии с рекомендациями НИИЖБ методов анализа затвердевшего бетона, произведена оценка первоначального состава керамзитобетона стеновой панели. Поскольку керамзит имел высокую адгезию к цементному камню, отделение цемента от поверхности зерен керамзита термическим методом оказалось малоэффективным. Поэтому разложение керамзитобетона было дополнено химическим методом: последовательным трехкратным воздействием на керамзитобетон раствора соляной кислоты (1:10) с ополаскиванием дистиллированной водой. Затем образцы обрабатывали однопроцентным водным раствором едкого натра и дважды дистиллированной водой. После химического разложения цемента на поверхности зерен керамзита, керамзит высушивали и взвешивали. Проверка первоначального состава керамзитобетона стеновой панели позволила установить, что содержание цемента в керамзитобетоне составляет 285 ...290 кг/м³, что также соответствует нормам расхода цемента в бетонах.

Визуальный осмотр арматуры стеновой панели показал, что поверхность арматурных изделий подвержена коррозии. Глубина коррозии арматурной сетки в отдельных местах составляет более 1 мм. Следы коррозии арматуры в виде пятен ржавчины обнаружены на керамзитобетоне и цементно-песчаном растворе. Выявлено отслоение бетона от арматуры, подвергшейся коррозии. Граница разрушения панели параллельна ее лицевой наружной грани и, в основном, совпадает с вертикальной плоскостью расположения арматурных изделий, а также с местами перехода от плотной структуры раствора к структуре керамзитобетона.

Водопоглощение керамзитобетона составило 24,5 % по массе. Межзерновая пористость достигает в пробах 36 % по объему. Таким образом, керамзитобетон имеет крупнопористое строение и высокую проницаемость. Испытаниями проб бетона, прилегающего к арматуре, оценена щелочность среды керамзитобетона. По показателю pH водной вытяжки она равняется 9. Полученный результат свидетельствует о существенном снижении щелочности бетона под влиянием карбонизации и возникновении условий для коррозии арматуры.

Основной причиной разрушения стеновых панелей стало неудачная конструкция стеновой панели. Наличие плотной облицовки из стеклянной плитки на цементно-песчаном растворе на основном слое крупнопористого керамзитобетона приводило к задержке и накоплению влаги в зимнее время на границе конструктивных слоев. Давление паров воды, мигрирующей через

ограждающую конструкцию, приводит к трещинообразованию и вспучиванию защитного слоя.

Дополнительной причиной разрушения стеновых панелей является коррозия арматуры. Продукты коррозии способствуют постепенному отслоению бетона от арматуры. При нарушении герметизации межпанельных стыков, вследствие высокой проницаемости крупнопористого бетона, снижается показатель рН порового пространства керамзитобетона. Атмосферная влага также ускоряет процесс коррозии арматуры.

Наблюдения, выполненные многими научно-исследовательскими организациями, показали, что жилым крупнопанельным зданиям, особенно построенным в период освоения крупнопанельного домостроения, присущи характерные недостатки. К числу основных причин этих недостатков следует признать несовершенство проектных решений ряда серий крупнопанельных домов, главным образом конструкций панелей стен и совмещенных, бесчердачных крыш, а также сопряжения конструктивных элементов, прежде всего стыков наружных стен. Имеет место недоучет требований к эксплуатации крупнопанельных зданий. Многочисленные дефекты допускаются при изготовлении элементов конструкций, некоторые повреждения возникают при несоблюдении требований технических условий, строительных норм и правил и других нормативных документов в части допусков, последовательности выполнения, технологии производства работ.

Устранение перечисленных и некоторых других недостатков, наиболее часто выражающихся в повреждениях наружных стен, представляет собой крупную проблему, как по ее масштабности, так и по причине существующего ухудшения условий проживания людей.

Разрушение панелей от промерзания вызывают необходимость анализа статической схемы работы отдельной панели и всей стены, проведения поверочных расчетов и решения вопроса об усилении панели или конструктивных узлов. При этом следует обеспечить соответствие конструкции стены требованиям современных норм по теплотехническим качествам ограждающих конструкций.

На основании анализа существующих методов ремонта и утепления стеновых панелей крупнопанельных зданий разработано решение с утеплением конструкции с внешней стороны.

Оголенный слой керамзитобетона фиксируется цементно-песчаным раствором на пористых заполнителях по арматурной сетке. Далее производится утепление стены эффективными утеплителями (пенополистирол). Защита от атмосферных осадков достигается за счет нанесения паропроницаемой трехслойной штукатурки.

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ОСНОВАНИЯ

ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ

В.Е. Глушков, Н.Г. Мамаев, А.В. Глушков

Йошкар-Ола, Марийский государственный технический университет

Реконструкция зданий и сооружений производится с целью устранения их физического и морального износа и изменения размеров (надстройка этажей). При выполнении этих работ реконструируемое здание может быть переоборудовано под здание с другим назначением. Существующее здание бывшей столовой предполагается переоборудовать под торговый центр, надстроив 2 этажа с полезной нагрузкой на перекрытие $p = 400 \text{ кг/м}^2$. Возможность реконструкции здания с повышением нагрузок определяется несущей способностью основания фундаментов и прочностью строительных конструкций.

Существующее одноэтажное здание столовой прямоугольной формы, имеет размеры в плане 53,40 x 17,9 м, было возведено в 1960-х г.г. В конструктивном отношении корпус представляет собой трехпролетное одноэтажное здание с наружными стенами из силикатного кирпича толщиной 510 мм и кирпичными столбами внутри здания, по которым в продольном направлении смонтированы железобетонные прогоны и пустотные плиты.

Фундаменты наружных и внутренних стен здания бывшей столовой выполнены ленточные на естественном основании из монолитного бетона кл. В12,5. Ширина подошвы ленточных фундаментов наружных и внутренних стен составляет $B = 1,0 \text{ м}$ и $1,2 \text{ м}$, глубина заложения составляет $h = 3,70 \text{ м}$.

В геологическом строении площадки принимают участие современные техногенные и четвертичные аллювиальные отложения. Участок предполагаемой реконструкции находится в неблагоприятных инженерно-геологических условиях, так как характеризуется наличием в пределах сжимаемой толщи слабых грунтов (глина текучепластичная) с низкими прочностными и деформационными характеристиками и близким залеганием грунтовых вод.

В результате проведённых исследований установлено, что по наружным и внутренним стенам здания столовой среднее давление по подошве существующих фундаментов до реконструкции превышает значение расчётного сопротивления грунта R в основании в 1,52 раза, т.е. грунт в основании находится в упругопластической стадии работы. Отношение расчётной осадки в рамках теории линейно-деформируемой среды к предельно допустимым значениям S/S_u достигает $0,201 \div 0,396$.

Установлено, что до реконструкции по кирпичным несущим продольным стенам имеются сквозные вертикальные трещины с шириной раскрытия $\delta = 2 \div 12 \text{ мм}$ – результат неравномерных деформаций основания.

Железобетонные прогоны, уложенные по кирпичным столбам, имеют прогибы 1,5-2,0 см. В подвальной части здания железобетонные плиты перекрытия в результате повышенной влажности имеют существенные дефекты: сколы, отслоения бетона, нарушение целостности защитного слоя, оголение и коррозия продольной и поперечной арматуры в растянутой зоне плит.

Реконструкция здания столовой под торговый центр, предполагающая надстройку 2 и 3 этажей с монолитным железобетонным перекрытием, приведет к увеличению давления по подошве существующих фундаментов 1,51-1,66 раза. Степень использования несущей способности грунтов основания здания P/R составит 1,384-2,380. Расчёт осадки фундаментов, выполненный с использованием теории линейно-деформируемой среды, показал, что при надстройке этажей над существующим зданием осадка увеличится в 1,39-1,86 раза. Для повышения пространственной жесткости здания, устойчивости грунтов основания и снижения неравномерностей осадок выполнен железобетонный пояс на отметке низа перекрытия 2 и 3 этажей.



Рис.1. Здание столовой до и после реконструкции

Для выявления резервов в несущей способности грунтов основания и достоверной оценки изменения напряженно-деформированного состояния основания при реконструкции проведено численное исследование МКЭ в упругопластической постановке с использованием программного пакета PLAXIS. Грунт в допредельном состоянии представляет собой линейно-деформируемую среду, которая переходит с последующим нагружением

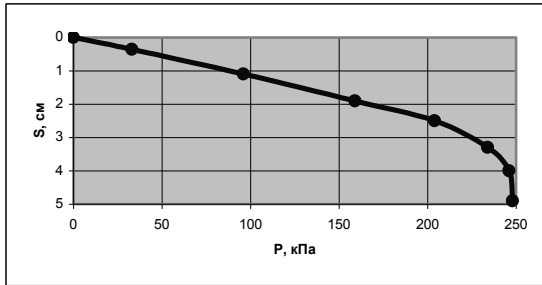


Рис.2. Зависимость осадки от нагрузки ленточного фундамента при реконструкции

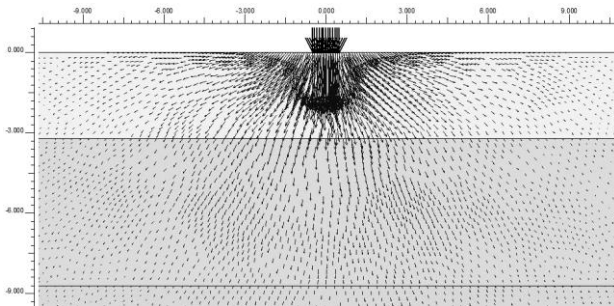


Рис.3. Векторы перемещений в основании ленточного фундамента после реконструкции при $P = 248$ кПа

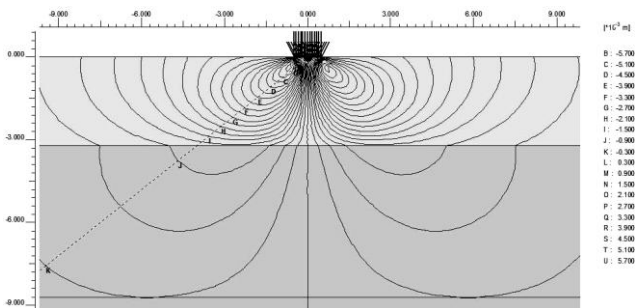


Рис.4. Изолинии горизонтальных перемещений в основании ленточного фундамента после реконструкции при $P = 248$ кПа

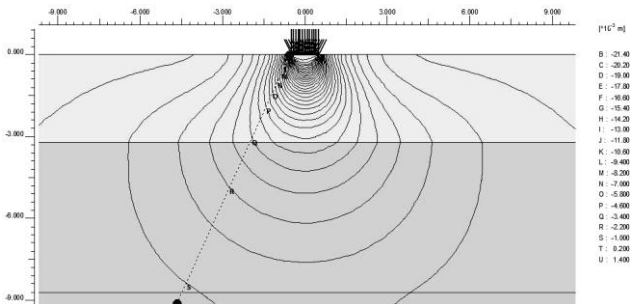


Рис.5. Изолинии вертикальных перемещений в основании ленточного фундамента после реконструкции при $P = 248$ кПа

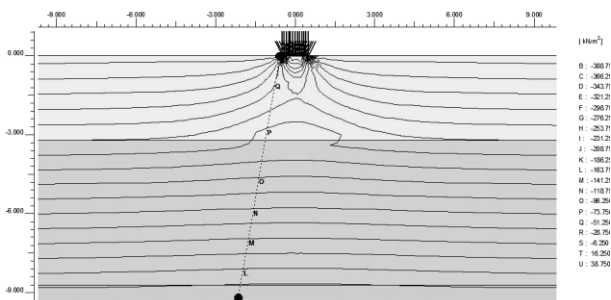


Рис.6. Изолинии главных напряжений в основании ленточного фундамента после реконструкции при $P = 248$ кПа

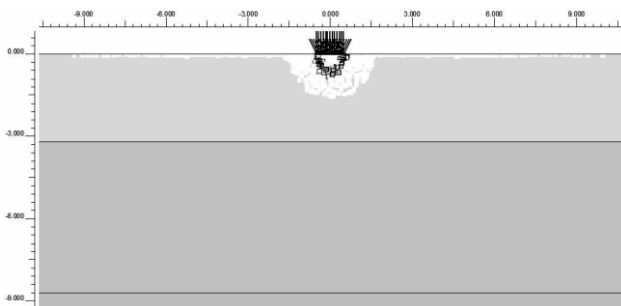


Рис.7. Зоны пластических деформаций в основании ленточного фундамента после реконструкции при $P = 248$ кПа

в предельное (пластическое) состояние в соответствии с критерием текучести Мора-Кулона.

Первоначально в расчетах воспроизводилось природное напряженное состояние грунтового массива. Расчетная область основания принималась размером 24,0 x 12,0 м. Собственный вес грунта учитывался в виде начальных напряжений: $\sigma_z = \gamma h$; $\sigma_x = \xi \gamma h$;

где ξ – коэффициент бокового давления грунта, деформированное состояние грунтовой среды определялось только от внешней нагрузки на фундамент.

Установлен характер распределения напряжений, деформаций, зон предельного состояния в основании фундаментов до и после реконструкции здания, дан прогноз осадок фундаментов, связанных с надстройкой 2 и 3 этажей здания. Анализ результатов исследований показал, что зависимости осадки ленточного фундамента от нагрузки $S = f(P)$ имеют отчетливо выраженный нелинейный характер в диапазоне приложенных нагрузок до $P = 0,248$ МПа (рис.2). Векторы перемещений грунта в основании ленточного фундамента после реконструкции изображены на рис.3.

Проведем анализ изменения напряженно-деформируемого состояния в активной зоне с ростом нагрузки на фундамент. Оценка распределения горизонтальных перемещений в основании ленточных фундаментов показала, что изолинии горизонтальных перемещений имеют замкнутый характер. Наибольшие значения перемещений расположены по вертикальной линии, проходящей через край фундамента, направлены в стороны от фундамента (рис.4).

В результате проведенных исследований установлено, что изолинии вертикальных перемещений грунта в основании вытянуты вдоль вертикальной оси (рис.5). Для жесткого фундамента наибольшие значения вертикальных перемещений грунта в области, примыкающей к подошве фундамента, снижаются на 20-25% по сравнению с гибким фундаментом во всем диапазоне изменения давления.

Анализ изменения напряжённого состояния в активной зоне с учетом собственного веса грунта показывает, что концентрация главных напряжений σ_1 прослеживается в области, расположенной в непосредственной близости к подошве фундамента, все напряжения σ_z одного знака – сжимающие (рис.6).

Установлено, что зарождение зон пластических деформаций в основании гибкого фундамента происходит под краями при $P = 0,03$ МПа. По мере роста нагрузки на фундамент происходит расширение пластических зон вниз и в стороны (рис.7).

В процессе реконструкции существующего здания столовой важная роль выделяется комплексному геотехническому мониторингу, который включает несколько блоков: расчетный, проектно-конструктивный, визуально-инструментальный, контрольный, аналитический.

КОРРОЗИОННАЯ СТОЙКОСТЬ МОДИФИЦИРОВАННОГО ЩЕЛОЧЕСИЛИКАТНОГО БЕТОНА

А.Н. Ключев, В.Б. Семенов

Москва, Московский государственный университет природообустройства

Бетонные и железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям по безопасности, по эксплуатационной пригодности и по долговечности. Одним из факторов, обеспечивающих перечисленное выше, являются определенные показатели качества бетона. В ряде случаев помимо основных показателей качества бетона (классы и марки), устанавливают дополнительные.

Для бетонных и железобетонных конструкций эксплуатируемых в условиях агрессивных сред таким показателем является коррозионная стойкость бетона.

Для повышения коррозионной стойкости применяют специальные бетоны. К таким бетонам относится щелочесиликатный бетон.

Основными компонентами вяжущего щелочесиликатного бетона являются жидкое натриевое стекло ($M=2,8$; $\rho=1,3-1,4$) и измельченное (с удельной поверхностью $3500-5000 \text{ см}^2/\text{г}$) перлитовое сырье. Мелким заполнителем служит кварцитовый отсев. В качестве крупного заполнителя используется кварцитовый щебень фракцией 5-10 мм, удовлетворяющий техническим требованиям ГОСТ.

Для повышения водостойкости в состав щелочесиликатного бетона вводится модифицирующая добавка глины, позволяющая снизить содержание водорастворимого силиката натрия не связанного структурным каркасом бетона.

Отформованная в изделие смесь твердеет в автоклаве в условиях гидротермальной обработки при давлении 0,8 МПа, температуре 170^0 C по режиму 2+8+2 ч (выход на режим + выдержка + выход из режима).

Проведенные исследования подтвердили высокую морозостойкость (F1000), водостойкость (0,85-0,9) и износостойкость щелочесиликатного бетона [1, 2, 3].

Для оценки коррозионной стойкости этого бетона были проведены специальные исследования. Исследования проводились в соответствии с требованием стандартов [4].

Среды для проведения исследований были следующими: вода, 3% раствор NaCl, 5% раствор Na_2SO_4 ; 5% раствор молочной кислоты, 20% растворы H_2SO_4 , HCl, HNO_3 , CH_3COOH , 40% раствор NH_4NCO и машинное масло марки И-20.

Перечисленные среды приняты из условий эксплуатации бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений и их конструкций, таких как:

облицовок осушительных и оросительных каналов, проточных трактов водопропускных сооружений, берегоукрепительных сооружений, отстойников и оголовков водозаборных сооружений, а так же покрытий полов сельскохозяйственных предприятий, дорожных и аэродромных плит покрытий, тротуарных плит.

Исследования проводились на кубах размером 7,07x7,07x7,07см и призмах размером 7,07x7,07x28см.

Для выдерживания в каждой из намеченных сред было изготовлено десять серий кубов по 15 кубов в каждой серии. Кубы каждой серии выдерживались в указанной выше средах разное время. Продолжительность выдерживания образцов была принята равной 30, 90, 180, 360 и 540 суток.

Параллельно с опытными образцами были изготовлены контрольные кубы, которые хранились в воздушной сухой среде.

Общее количество образцов составило 280 штук. Их распределение по средам приведено в табл. 1.

Таблица 1

Среды экспонирования и количество опытных образцов

| Среда Образцы | Среда и количество опытных образцов | | | | | | | | | | Общее количество образцов | |
|--------------------------|-------------------------------------|------|-----------------|--|--------------------------------|-----|------------------|----------------------|-----------------------------|---------------------------------|---------------------------|-------|
| | Воздушно-сухая | Вода | 3% раствор NaCl | 5% раствор Na ₂ SO ₄ | 20% раствор | | | | 5% раствор молочной кислоты | 40% раствор NH ₄ NCO | | Масло |
| | | | | | H ₂ SO ₄ | HCl | HNO ₃ | CH ₃ COOH | | | | |
| Кубы 7,07x7,07x7,07см | 100 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 250 |
| Призмы 7,07x7,07x28см | 21 | 9 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 30 |

Опытные образцы хранились в эксикаторах. Призмы хранились в специальных емкостях таким образом, чтобы они не соприкасались друг с другом и со стенками емкостей. Уровень раствора придерживался таким, чтобы его толщина над образцами была не менее 3 см. Температура химических сред была принята равной 20±2°С. Концентрация среды проверялась через каждые 30 суток. По истечении установленного срока образцы извлекались из емкости и протирались. После обмера и взвешивания образцов определялась их прочность.

Оценка коррозионной стойкости бетона осуществлялась по изменившейся прочности образца после каждого срока выдерживания по сравнению с прочностью образца воздушно-сухого хранения. Критерием стойкости был принят коэффициент K, определяемый по зависимости

$$K=R_{tn}/R_0$$

где R_{tn} – прочность образцов в среде в течении n суток; R₀ – прочность образцов воздушно-сухого хранения.

Основные результаты исследований коррозионной стойкости модифицированного бетона приведены на рис.1.

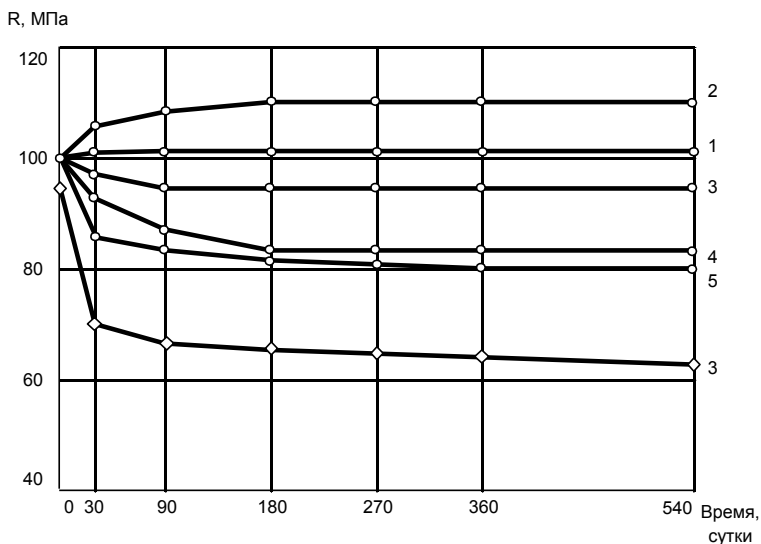


Рис.1. Изменение прочности кубов из щелочесиликатных бетонов:
○ - с добавкой глины и ◇ - без глины в различных средах
(1 – воздух; 2 – масло И-20; 3 – вода; 4 – 3% раствор NaCl;
5 – 40% раствор NH_4HCO)

Анализ проведенных исследований позволяет сделать следующие выводы.

1. Прочность модифицированного щелочесиликатного бетона при воздушно-сухом хранении практически не изменяется. За 540 суток хранения (1,5 года) прочность образцов увеличилась на 3%.

2. Во всех случаях отмечено снижение прочности при выдерживании образцов в различных средах. Исключение составили образцы, выдерживаемые в машинном масле И-20. Прочность этих образцов увеличилась через 540 суток в среднем на 6%.

3. Максимальное снижение прочности отмечено для образцов выдерживаемых в 40% растворе мочевины (NH_4NCO). Это снижение составило в среднем 20%.

4. При выдерживании в остальных средах снижение прочности колебалось в диапазоне 10...15%.

5. Следует отметить, что снижение прочности образцов из модифицированного бетона при выдерживании их в водной среде составило в среднем 12%, а бетона без добавки глины почти 30%, т.е. водная среда для щелочесиликатных бетонов является агрессивной средой.

Заключение

Проведенные исследования показали достаточно высокую коррозионную стойкость модифицированного щелочесиликатного бетона. Коэффициент коррозионной стойкости для него в большинстве случаев составлял 0,90...0,80.

При эксплуатации в рассмотренных выше агрессивных средах следует учитывать снижение прочности бетона введением коэффициента коррозионной стойкости.

Библиографический список

1. Гузеев Е.А., Пименов А.Н., Клюев А.Н., Джаназян С.С. Новый вид щелочесиликатного бетона – конструкционного материала для машиностроения // Бетон и железобетон, 1989. – №2.
2. Клюев А.Н., Пименов А.Н., Гузеев Е.А. Износостойкие щелочесиликатные бетоны // Сборник «Коррозионная стойкость бетона, арматуры и железобетона в агрессивных средах», М. НИИЖБ 1988.
3. Клюев А.Н., Семенов В.Б. Сопротивление истиранию модифицированного щелочесиликатного бетона // Сборник научных трудов. /Московский государственный университет природообустройства. М., 2004.
4. ГОСТ 25881-83. Бетоны химически стойкие. Методы испытаний.

МЕХАНИКА ДРЕВЕСИНЫ ПРИ ПАРАМЕТРИРОВАНИИ ФИЗИЧЕСКОГО ИЗНОСА КДК

А.А. Сморгачев, А.Л. Токмаков

Курск, Курский государственный технический университет

В данной статье приведен анализ актуальности исследований структурной механики древесины и клееных деревянных конструкций (КДК) на ее основе при оценке надежности зданий и сооружений. А также влияние ее на прочность и несущую способность КДК – как интегральный показатель функции технического состояния объекта недвижимости.

Недвижимость (здания и сооружения), как самая значимая часть национального богатства государства, является неотъемлемым звеном жизнедеятельности человека. В связи с этим надежность и безопасность зданий и сооружений, а также экономически и технически обоснованная эксплуатация, должны являться предметом детального изучения специалистами в области строительства.

Надежность зданий и сооружений зависит от качества и «функциональных возможностей» строительных материалов и конструкций, качества проектирования и монтажа, а также от периодически проводимых экспертиз технического состояния и ремонтных мероприятий.

Среди строительных конструкций - деревянные играют немаловажную роль, поскольку век деревянных строительных конструкций, в основном, клееных, насколько в прошлом, настолько и в будущем. Объясняется это тем, что древесина – традиционный строительный материал с многовековым опытом применения, являющийся единственным сырьем, регенерируемым на поверхности земли, то есть материалом органического происхождения, запасы которого огромны.

Современные клееные деревянные конструкции находят все большее применение в промышленном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве.

Основными достоинствами современных КДК являются легкость, высокая удельная прочность, химическая стойкость, высокие эстетические достоинства и экологическая чистота. Большое значение имеют деревянные конструкции в районах с повышенной сейсмичностью, так как их собственный вес значительно меньше собственного веса железобетонных и каменных конструкций, а динамические нагрузки древесина воспринимает лучше, чем материалы названных конструкций. Обозначенные достоинства КДК обусловили их интенсивное применение во всем мире.

Анализ изменения действующих нагрузок и воздействий, учет фактического напряженно-деформированного состояния конструкции при длительных сроках эксплуатации позволяет спроектировать надежные строительные конструкции с применением клееной древесины. Однако не следует пренебрегать результатом реакции строительных конструкций, зданий и сооружений на внешние воздействия, а именно - физическим износом, который должен быть интегральным показателем функции технического состояния строительной конструкции, здания или сооружения в целом.

Физический износ КДК представляя собой важную величину, не является досконально изученным и структурированным, что приводит к необходимости параметризовать и исследовать его. При параметрировании физического износа КДК, то есть выделении существенных параметров и

определении их значений, должны быть определены те, которые либо каждый самостоятельно, либо в рамках синергетического эффекта должны быть учтены при исследовании технического состояния данной конструкции.

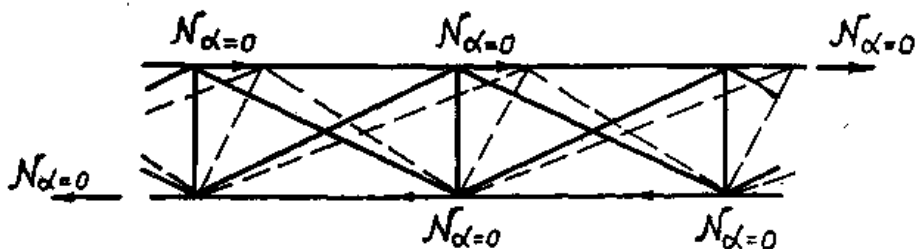
Существенным и наиболее удобным с точки зрения диагностики может быть параметр прочности в нескольких вариантах: прочность на сжатие, изгиб, растяжение, сдвиг и т.д. При этом установлено, что разрушения КДК происходят чаще всего в зонах действия таких напряженных состояний как растяжение и сдвиг.

Для правильного понимания механических свойств древесины и процесса ее деградации, то есть утраты прочностных характеристик, необходимо на основе ее анатомического строения смоделировать структуру древесины и работу КДК.

Как известно, стенки клеток представляют собой слоистую структуру, которая содержит первичную стенку Р; вторичную стенку S, состоящую из трех слоев: наружного S₁, среднего S₂ и внутреннего S₃, рассматриваемого некоторыми исследователями как отдельный самостоятельный третичный слой. Все эти слои отличаются друг от друга углом наклона микрофибрилл по отношению к оси трахеид и своей толщиной. По исследованиям многих ученых, ориентация микрофибрилл в первичной оболочке Р близка к поперечной. Расположение микрофибрилл в наружном слое вторичной оболочки S₁ изменяется от перпендикулярного по отношению к продольной оси клетки, до различных степеней распределения по спирали, а в среднем слое вторичной оболочки S₂ — от спирального до продольного. От угла наклона микрофибрилл в значительной степени зависят физико-механические свойства элементов, слагающих древесину.

Заменяя сумму слоев одинаковых по ориентации микрофибрилл эквивалентным стержнем, мы в итоге получаем стержневую систему [1].

Стержневая система принята для участка длиной, равной единице в



направлении вдоль волокон древесины (рис. 1).

Рис. 1. Схема расчетной стержневой системы (чистый сдвиг)

Исходя из очертания деформированной системы и полагая, что деформации удлинения слоев с поперечной ориентацией весьма малы, а модули упругости у всех слоев одинаковы, получаем величину усилия, воспринимаемого суммарным слоем с поперечной ориентацией.

Для подтверждения этого были проведены исследования напряженно-деформированного состояния макроструктурных элементов древесной клетки [2]. При этом исходили из того, что основная нагрузка воспринимается вторичной оболочкой древесной клетки, в которой направление фибрилл составляет угол -30° с направлением продольной оси клетки.

Структурный элемент клетки принят в виде ромба с углами в вершинах 60° и 120° . Связь с другими элементами принята в виде шарнирно-подвижной и шарнирно-неподвижной опоры.

В результате исследований выявлено, что при растяжении структурного элемента линии главных напряжений соответствует угол $29,2^\circ$, а при сжатии - $60,7^\circ$. Если эти результаты сопоставить с формой разрушения стандартных образцов на растяжение и сжатие и характерными углами линий разрушения (см. рис. 2), то получим их адекватную соотнесенность.

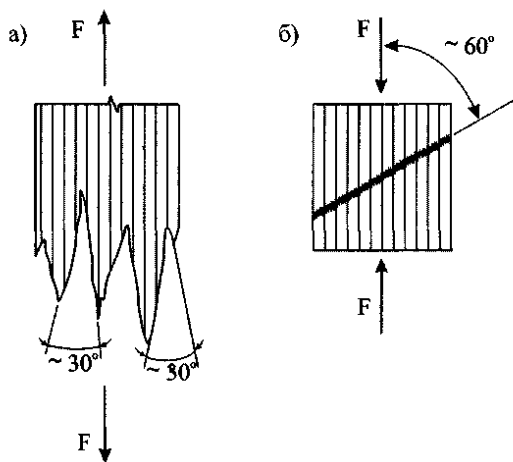


Рис. 2. Форма разрушения образцов при растяжении (а), сжатии (б) и характерные углы линий разрушения древесины сосны

Смоделировав работу древесины КДК в зонах действия нормального и касательного напряжений (растяжение и сдвиг) начиная с анатомического уровня, можно усовершенствовать методы оценки величин прочности. Уточнив качественно и количественно параметр прочности, определим физический износ строительной конструкции, здания или сооружения как

показатель технического состояния. Определение физического износа, моделирование его накопления во времени и учет при назначении ремонтных мероприятий позволит повысить надежность, как строительных конструкций, так и всего объекта недвижимости.

-
1. Освенский Б.А. Скалывание и раскалывание в деревянных конструкциях/Исследования прочности и деформативности элементов из древесины, строительной фанеры и стеклопластика АГ-4С. Сборник научных трудов №169. – М.: МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1978, с. 3-65
 2. Сморчков А.А., Делова М.И., Сморчков Д.А. Моделирование работы древесины на разных структурных уровнях//Проблемы обеспечения безопасности строительного фонда России: Материалы III Международных академических чтений, Курск. гос. техн. ун-т. Курск, 2004.

ОСОБЕННОСТИ ИЗМЕНЕНИЯ СЦЕПЛЕНИЯ БЕТОНА С ГЛАДКОЙ

АРМАТУРОЙ НА НАЧАЛЬНОМ ЭТАПЕ КОРРОЗИИ МЕТАЛЛА

Ф.Х. Ахметзянов, О.В. Радайкин, Е.З. Арсентьев

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Конечной целью работы (результаты первого этапа которой приводятся здесь) является определение несущей способности железобетонных элементов с коррозированной арматурой. Такие расчеты необходимы для изгибаемых и сжатых элементов, например, эксплуатируемых в условиях воздействия влажной или агрессивной среды, когда в значительной степени обнаженные с коррозированной оболочкой арматурные стержни предположительно могут воспринимать напряжения только ниже расчетного сопротивления R_s . Особенно это предположение должно касаться арматуры с гладкой поверхностью или сглаженной (когда выступы профилированной арматуры устранены в результате коррозии). По экспериментам корродированный слой металла имеет разрыхленную (пористую и трещиноватую) структуру. При этом образуемый при коррозии объем продуктов до 1,5 ...2 раз превышает объем принявшего участие в коррозии слоя металла. В связи с этим в контактом с поверхностью металла слое бетона (вокруг арматуры) образуются напряжения сжатия перпендикулярные поверхности арматуры (по длине корродированного участка арматуры). При толщине приращения радиуса арматуры из-за коррозии напряженно-

деформированное состояние контактного слоя бетона можно оценить как балку на упругом основании подвергаемой воздействию двухосного напряженного состояния сжатие-растяжение или одноосному радиальному сжатию (при малости растягивающих напряжений) в упругой полуплоскости или упругом однородном и изотропном слое. Коэффициент постели для бетона принимается по рекомендациям технической литературы в зависимости от прочности равным 80-150 Мпа [1]. В наших опытах толщина нарастания слоя корродированного металла относительно радиуса арматуры δ / r составляла (0,05 ... 0,15). Плотность его изменялась от 1900 до 3900 кг/м³, в среднем была $\gamma = 2960$ кг/м³. Модуль упругости, оцененный по изменению плотности γ составлял $E = 26250 \dots 75000$ Мпа, в среднем ~ 50000 МПа. Таким образом, плотность и модуль упругости корродированного слоя в некоторый момент можно принять равными бетону. В этом случае, при сплошной квазиравномерной коррозии напряжения давления на окружающей арматуру бетон примем σ_k . Принимая его понижающимся определим величину расстояния r до точки, в которой σ_k становится $0,1 \sigma_k$ и сопоставим со случайной величиной изменения этого напряжения

$$\sigma_k \pi (r_0 + \delta)^2 = 0,1 \sigma_k \pi r_1^2, \quad (1)$$

$$r_1 = \sqrt{10 (r_0 + \delta)^2} = 3,16 (r_0 + \delta)$$

Величину относительных деформаций от обжатия бетона корродированных металлическим слоем определим по выражению

$$\varepsilon = \sigma_k / E_b, \text{ или по } \underline{\varepsilon} = \sigma / (r_1 - (r_0 + \delta)); \underline{\varepsilon} = \delta / 2,16(r_0 + \delta) \quad (2)$$

а перемещение в пределах r_1 можно оценить по выражению:

$$u_k = \int_{r_0 + \delta}^{r_1} (\sigma_i / E_i) dr \quad (3)$$

В наших опытах $\varepsilon_{\max} = \delta / r_0$ было равно 0,003 (в среднем). Это свидетельствует, что определенное время бетон подвергается обжатию напряжениями, близкими к прочности бетона сжатию, но учитывая обименный эффект бетон работает на смятие или сжатие (в приопорной зоне) или на сжатие-растяжение в зоне значительных изгибающих моментов. Отметим, что в противоположность бетону около верхних образующих арматуру у боковых и нижней образующих в бетоне возникают от напряжений обжатия равнодействующие отрыва бетона.

В наших опытах наблюдалось появление продольной трещины при увеличении коррозии в образце по нижней грани в защитном слое бетона при отсутствии трещин поперечных продольной оси. При натуральных обследованиях плит покрытия и перекрытий в гальванических цехах раскрытие таких трещин достигало до 5-7 мм, что позволяет сделать вывод как о нарастании толщины корродированного металла во времени, так и о увеличении усилия отрыва в защитном слое бетона и одновременном увеличении напряжения обжатия бетона контактным слоем корродированного слоя металла.

Увеличение длины полукружности при нарастании слоя коррозии δ составит $\pi (r_0 + \delta) - \pi r_0 = \pi \delta$.

Величина относительной деформации при этом будет :

$$\varepsilon = \pi \delta / \pi r_0 = \delta / r_0.$$

Если предельная растяжимость бетона в среднем 0,0001, то отсюда трещина в защитном слое образуется при толщине нарастания коррозионного слоя (в среднем):

$$\delta = 0,0001 \cdot r_0 \quad (4)$$

После образования продольной трещины в защитном слое бетона у нижней грани элемента в ребрах плит и балок раскрытие трещин при сплошной коррозии арматуры пропорционально нарастанию на поверхности арматуры корродированного слоя, что наблюдалось нами и в цехах с агрессивной средой промышленных предприятий.

Изложенные выше данные основывались и на результатах испытаний выполненных нами на образцах из мелкозернистого бетона с размерами 300x40x20 мм с одной проволочной арматурой диаметром 3 мм в растягиваемой зоне при отсутствии поперечной арматуры. Для установления влияния изменения сцепления бетона с корродируемой арматурой на несущую способность образцов, последние испытывали в 9, 12 и 28 дней с нагружением двумя (в третях пролета) и одной (в середине пролета) силами. Когда образцы с корродируемой арматурой (в части образцов электрическим током, в части совместно током и соевым раствором 5 % NaCl, в части NaCl) в составе твердеющего бетона показали примерно вдвое большую несущую способность относительно контрольных, твердевающих без коррозионных воздействий (возраст испытаний 9 и 12 дней, нагружение двумя и одной силой). Было подтверждено предполагаемое увеличение несущей способности вследствие благоприятного (до определенного уровня) обжатия бетона нарастающим слоем коррозии на поверхности арматуры. Испытания были продолжены на образцах 28 дневного возраста. Последние относительно контрольных показали снижение несущей способности

относительно контрольных образцов в среднем на 33 %. Разрушение контрольных образцов происходило по нормальному к продольной оси сечению по трещине в бетоне с раскрытием у растянутой грани в 1,5...2 мм. Разрушение же образцов с корродированной арматурой происходило по наклонному сечению с горизонтальной проекцией кривой трещины $(2,4-2,95)h_0$, отстоящей от опоры на $(2...3 \text{ см})$.

Особенностью наклонных трещин разрушения был значительный по высоте балки почти вертикальный участок – примерно половина рабочей высоты балки, что можно объяснить развитием микротрещин от обжатия бетона корродированным слоем металла.

Проверочное вычисление величины поперечной силы произведенное по СниП 52-01 – 2003 для балок без поперечной арматуры с корродированной продольной арматурой (в определенной степени) оказалось фактически выше расчетной $1,5 R_{bt} bh_0^2 / c$ на 30 % и меньше $2,5 R_{bt} bh_0$ в 3,5 раза.

Выводы:

1) Слой корродированного металла на поверхности продольной арматуры у растянутой грани железобетонной балки вызывает появление сжимающих напряжений σ_k в контактном слое бетона (у верхних образующих арматуры), которые когда не превышают уровня образования микротрещин ($\sim 0,3 R_{bt}$) повышают сцепление бетона с арматурой и несущую способность балки до полутора раз.

При этом увеличение радиуса арматуры (т.е. толщины корродированного слоя) не должно превышать величины $(0,3R_{bt} / E_b)$ г.

2) При нарастании корродированного слоя металла на арматуре (относительно начального радиуса) выше уровня образования трещин в бетоне (в приопорной зоне от сжатия, в зоне существенных изгибающих моментов от напряженного состояния сжатие-растяжение) несущая способность изгибаемых железобетонных элементов без поперечной арматуры снижается из-за нарушения сцепления арматуры (гладкой) с бетоном по длине балки.

3) Изменение сцепления бетона с арматурой неравномерно по длине балки из-за неравномерной коррозии арматуры, что рекомендуется учитывать при усилении балок с корродированной арматурой.

Литература

Корнев Б.Г., Черниговская Е.И. Расчет плит на упругом основании. М., Стройиздат, 1962 г., 355 с.

ПРИМЕНЕНИЕ СБОРНО-МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

В ряде случаев повышение несущей способности железобетонных конструкций достигается увеличением площади бетона поперечного сечения с одновременным добавлением продольной и поперечной арматуры. Такие конструкции по существу являются сборно-монолитными. При этом возникает ряд проблем и нерешенных вопросов, в том числе вопрос изучения напряженно-деформированного состояния усиления железобетонной обоймой внецентренно-сжатых элементов. Весьма важным является обеспечение в этих элементах прочности шва сопряжения между «старым» и «новым» бетонами.

В ранее выполненных работах показано, что при усилении сжатых железобетонных элементов различными типами обойм происходит значительное увеличение их несущей способности, объясняемое эффектом обойм. Данное явление достаточно подробно исследовано для центрально-сжатых элементов как при статическом, так и при кратковременном динамическом нагружениях. Также отмечалось снижение эффекта обоймы за счет увеличения эксцентриситета приложения нагрузки.

Несмотря на разнообразие способов усиления существующих железобетонных конструкций и методов их расчета, специфика их работы после усиления изучена недостаточна. В основном в строительной литературе рассматриваются общие принципы усиления железобетонных конструкций и даются рекомендации на основании личного опыта инженерно-технических работников, проектировщиков и преподавателей ВУЗов в выполнении ремонтно-восстановительных работ. Что касается методов расчета усиления сжатых железобетонных конструкций, то они не позволяют в полной мере учитывать явление эффекта обоймы, возникающего в результате работы поперечной арматуры обойм. В настоящее время существуют нормативные документы только по расчету каменных конструкций, для железобетонных конструкций проектировщики используют нормы проектирования новых конструкций, вводя в них некоторые изменения.

В.В. Теряник применительно к расчету обойм предлагает следующее условие прочности

$$N \leq \varphi \{ (R_{b1} + m_s^k K_1 * \sigma_o) A_{b1} + R_{sc} A_{sc} + \gamma_{wb1} [(R_{b2} + m_s^k K_2 * \sigma_o) A_{ef} + R_{sc,ob} A_{sc,ob}] \}, \quad (1)$$

где R_{b1} , R_{b2} – расчетное сопротивление сжатию старого и нового бетона;

A_{b1} – площадь поперечного сечения усиливаемого элемента;

A_{ef} – площадь бетона внутри контура сеток;

K_1^* , K_2^* - коэффициенты эффективности бокового обжатия;
 σ_o – уровень бокового обжатия, определяемый как для элементов с косвенным армированием сетками;
 m_s^k – коэффициент, снижающий боковое давление из-за изгиба поперечных стержней (планок);
 γ_{wb} – коэффициент условия работы обоймы ;
 $A_{s,c}$, $A_{s,ob}$ – площадь поперечного сечения продольной арматуры на сжатие и растяжение соответственно усиливаемого элемента и обоймы.

При анализе результатов экспериментальных исследований Гроздов В.Т. установил, что увеличение количества поперечной арматуры обоймы от 1,2% до 2,4% дает увеличение несущей способности элементов. Количественную оценку автор производит на основании расчета по разрушающим нагрузкам с использованием формул косвенного армирования сетками.

$$N_{du} \leq m\phi [(R_b + k^* \sigma_3^m) A_j + f_{y,obs} A_s] , \quad (2)$$

где k^* - коэффициент эффективности бокового обжатия;

σ_3^m – уровень бокового обжатия;

A_j – площадь поперечного сечения железобетонного ядра;

$f_{y,obs}$ – предел текучести арматурной стали;

A_s – площадь поперечного сечения арматуры.

Можно принять $k^* = 2k$, где k в нормативном виде может быть записано

$$k = (5R_b + 2\sigma_3^m) / (R_b + 4,5 \sigma_3^m) ; \quad (3)$$

Величина σ_3^m в предельном состоянии равна

$$\sigma_3^m = (\mu_c f_{y,obs}) / 2 , \quad (4)$$

где μ_c – коэффициент сетчатого армирования;

$f_{y,obs}$ – предел текучести стали.

Автор делает вывод о том, что результаты исследований подтвердили снижение «эффекта обоймы» образцов при наличии эксцентриситета приложения продольной силы и его увеличение при кратковременном динамическом нагружении по сравнению со статическим.

В настоящее время остро встает вопрос реконструкции и усиление существующих зданий и сооружений. В литературе предложено много различных способов усиления сжатых железобетонных конструкций, но мало освещаются вопросы обеспечения надежного сцепления старого и нового бетонов и восстановления прочностных, деформативных свойств поверхностного слоя бетона усиливаемой конструкции.

Теряник В.В., Ткаченко А.Е. исследуют влияние эксцентриситета приложения нагрузки на «эффект обоймы» с адгезионной обмазкой усиливаемого образца и без нее при статическом и кратковременном динамическом нагружении. Объектом исследований выбраны внецентренно-

сжатые железобетонные элементы прямоугольного сечения 100x150 мм длиной 900 мм с двумя консолями в торцах. После набора проектной прочности образцы усиливали железобетонной обоймой (толщина обоймы – 50 мм). С целью обеспечения надежного сцепления нового бетона со старым поверхность бетона усиливаемого элемента обрабатывалась двумя способами. Первый способ – поверхность бетона усиливаемого элемента обрабатывалась стальными щетками и промывалась водой за 1-1,5 часа до бетонирования. Второй – на необработанную поверхность бетона усиливаемого элемента наносился слой эпоксидного клея непосредственно перед бетонированием обоймы. В ходе эксперимента образцы испытывались как на статическую, так и на динамическую нагрузки при малых – $e_o = 2,5$ см и больших – $e_o = 12,5$ см эксцентриситетах.

Разрушение экспериментальных образцов, усиленных железобетонными обоймами, при достижении предельной нагрузки происходило по обойме.

Проведенные исследования показали, что при статическом и кратковременном динамическом нагружении предельные деформации продольной арматуры усиливаемого образца без адгезионной обмазки выше, чем предельные деформации продольной арматуры с адгезионной обмазкой, а предельные деформации продольной арматуры обоймы ниже у образцов усиленных без адгезионной обмазки, чем у образцов усиленных с адгезионной обмазкой соответственно при статическом и кратковременном динамическом нагружении. Это свидетельствует о том, что у элементов усиленных без адгезионной обмазки обойма как бы «проскальзывает» по элементу усиления.

Расчет внецентренно-сжатых железобетонных элементов, усиленных железобетонной обоймой с различными способами обработки поверхности усиливаемого элемента, проводился по условию прочности

$$N \leq N_u \quad (5)$$

При малых эксцентриситетах ($\eta e_o \leq h_{ef} / 6$) условие прочности имеет вид

$$N \leq [R_{b1} + m m_s^k K_1 \sigma_o] A_{b1} + \gamma_{wb} ((R_{b2} + m m_s^k K_2 \sigma_o) A_{bef} + R_{sc} A_{s,ob} - \sigma_s A_{s,ob}) + R_{sc} A_s - \sigma_s A_s, \quad (6)$$

а при больших эксцентриситетах ($\eta e_o \geq h_{ef} / 6$) условие прочности будет иметь вид

$$N \leq [R_{b1} + m m_s^k K_1 \sigma_o] A_{b1} + \gamma_{wb} ((R_{b2} + m m_s^k K_2 \sigma_o) A_{bef} + R_{sc} A_{s,ob} - \sigma_s A_s) \quad (7)$$

$$- R_s A_{s,об}) + R_{sc} A_s - \sigma_s A_s ,$$

где R_{b1} , R_{b2} – расчетное сопротивление бетона сжатию соответственно усиливаемой конструкции и обоймы;

m – коэффициент, учитывающий способ обработки поверхности усиляемого элемента эпоксидным клеем;

γ_{wb} – коэффициент условия работы обоймы;

K_1 , K_2 – коэффициенты эффективности бокового обжатия;

A_{b1} – площадь поперечного сечения усиляемого элемента;

A_{bef} – площадь сечения бетона обоймы, заключенного внутри контура сеток;

σ_o – уровень бокового обжатия;

A_s , A_s^* – площадь поперечного сечения растянутой и сжатой арматуры усиляемого элемента;

$A_{s,об}$ – площадь поперечного сечения растянутой арматуры обоймы;

$A_{s,об}$ – площадь поперечного сечения сжатой арматуры обоймы;

m_s^k – коэффициент, учитывающий изгиб поперечных стержней обоймы.

Исходя из проведенных экспериментальных исследований можно сделать вывод, что применение адгезионной обмазки существенно не влияет на несущую способность усиляемого элемента, но при этом продольные деформации усиляемых элементов с обработкой их адгезионной обмазкой эпоксидным клеем уменьшаются на 20 % по отношению к усиленным элементам без нее. Но это справедливо только при усилении ненагруженного сжатого элемента. Если же сжатый элемент имеет нагрузку в момент усиления, то адгезионная обмазка позволяет включать в работу обойму на более ранней стадии нагружения.

Выводы.

Наиболее распространенный способ усиления – путем увеличения площади сечения усиляемой конструкции за счет обойм, наращивания, установки дополнительной арматуры. Основными вопросами, возникающими при использовании этого метода, является обеспечение совместной работы элемента усиления с усиляемыми конструкциями и степень включения в работу (степень использования несущей способности) элемента усиления. Обои́м этим вопросам уделялось внимание в ранее проводившихся исследованиях.

Достаточно многочисленны и у нас, и за рубежом исследования, связанные с использованием разного рода клеев для обеспечения совместной работы усиляемой конструкции и элемента усиления. Среди них следует отметить обширные исследования, проведенные в ХИСИ, направленные на создание способа усиления с помощью обойм, создаваемых с

использованием стеклопластика и эпоксидных композиций, что особенно эффективно при агрессивной среде.

Исследования по использованию разного рода клеящих композитов, видимо, следует продолжать по мере появления новых видов материалов.

Важный вопрос – включение в работу элементов усиления. Для обеспечения этого ранее существовало требование о разгрузке конструкции при усилении. Учитывая, что это вызывает существенные затруднения, были проведены соответствующие исследования (НИИЖБ, ВЗИСИ, ЛИСИ, НИИСП, НИИСК и др.). Особенность и сложность задачи заключается в том, что здесь речь идет о перераспределении усилий (при усилении сжатой зоны бетона) между «старым» и «молодым» бетонами, при этом «старый» бетон загружен и может иметь повреждения. Эти исследования необходимо продолжить. Представляется, что более общее решение этой проблемы может быть получено при использовании диаграммных методов расчета.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Гроздов В.Т. О прочности и деформативности колонн, усиленных обоймами // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура.- 1989.- № 3. – С.8-10.
2. Теряник В.В. Прочность и деформативность усиленных элементов при кратковременном динамическом нагружении // Изв. ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1990.- № 9. – С. 128-130.
3. Гроздов В.Т., Теряник В.В. О прочности и деформативности внецентренно-сжатых колонн, усиленных обоймами // Изв.ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1991. - №2. – С.7-10.
4. Теряник В.В. Прочность и деформативность внецентренно-сжатых усиленных элементов при кратковременном динамическом нагружении // Изв. ВУЗов Строительство и архитектура. – 1991. - № 11.- С. 135-138.
5. Теряник В.В. Вопросы усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений в условиях чрезвычайных ситуаций // Самара : Муждународная академия наук экологии и безопасности жизнедеятельности. – 2000. - № 1 (25) – С. 93-94.
6. Теряник В.В. Некоторые результаты исследования усиления внецентренно-сжатых железобетонных элементов обоймами // Изв.Вузов. Строительство и архитектура. – 2001. - № 8.- С. 146-149.
7. Теряник В.В., Ткаченко А.Е. О влиянии сцепления бетона на прочность усиленных обоймами железобетонных элементов // Изв.ВУЗов. Строительство и архитектура. – 2003.- № 12. – С.105-107.

УСИЛЕНИЕ КАМЕННЫХ КЛАДОК ПОПЕРЕЧНЫМ ОБЖАТИЕМ

Каменная кладка при сжатии центрально приложенной нагрузкой, как анизотропный материал, разрушается после преодоления горизонтальными растягивающими напряжениями сопротивления растяжению по перевязанному шву, т.е. после преодоления поперечными деформациями предельных значений. Следовательно, если ограничить поперечные деформации можно увеличить несущую способность кладки. Эту роль выполняют обоймы – стальные, железобетонные и армированные штукатурные, расчет которых выполняется в соответствии с действующими нормами [1].

В процессе изучения характера деформирования и разрушения каменных кладок, усиленных стальными обоймами были сделаны следующие выводы и рекомендации по проектированию:

- усиление каменного элемента может повысить несущую способность до 3 раз [2, 3];

- стальные обоймы не применимы для элементов, гибкость которых (считая по сечению без обоймы) $\lambda^h > 15$ [1, 2, 3];

- они неэффективны в случае, когда сжимающие силы приложены вне ядра сечения (для прямоугольных сечений – при $e_0 > h/6$) [1];

- эффективность поперечного армирования обойм понижается в случаях, когда отношение сторон усиливаемого прямоугольного сечения кладки превышает 2,5 раза [1, 2, 3];

На основании проведенных исследований под руководством проф. Онищика Л.И., была разработана методика расчета несущей способности каменных конструкций, усиленных стальными обоймами. Впоследствии она была принята в строительные нормы на проектирование каменных и армокаменных конструкций [1].

Однако, наиболее важным фактором, обеспечивающим эффективность усиления конструкции, является включение обойм в работу. Для стальных обойм в [6], указаны два способа, обеспечивающие совместную работу кладки и стальной обоймы.

В построечных условиях не всегда контролируют процесс включения обойм в работу, качество заделки швов и плотности прилегания опорных элементов, поэтому зачастую эффективность применения обойм не высокая.

В связи с этим предложен метод усиления каменных конструкций стальными обоймами с напрягаемыми поперечными элементами, который позволяет:

- обеспечить включение обоймы в работу;

- контролировать величины напряжений передаваемые на боковые поверхности элементов;
- определить необходимую жесткость опорных элементов;
- подобрать расчетным методом шаг поперечных хомутов и диаметр;
- рассчитать необходимую длину и катет сварных швов;
- рассчитать величину отклонения поперечных хомутов, для определения величины обжимающего усилия.

Для обоснования выше описанных положений, были решены следующие задачи:

- проведен анализ характера физического разрушения элементов каменных конструкций, как не усиленных, так и усиленных, стальными обоймами;
- проанализированы существующие методики расчетов каменных конструкций, усиленных и не усиленных;
- выполнен численный эксперимент по моделированию напряженно-деформированного состояния элемента каменной кладки в условиях одноосного и двухосного сжатия;
- разработана модель работы каменной кладки при ее усилении напрягаемой обоймой;
- разработана методика расчета каменных конструкций усиленных стальными обоймами с напрягаемыми поперечными элементами, на основании физической модели разрушения анизотропных материалов [5];
- произведен сравнительный анализ расчета по рекомендациям СНиП II-22-81 и предложенной методики.

Численные исследования произведены при помощи программных комплексов «Лира 9.2» и «SCAD». В программу исследования напряженно-деформированного состояния включены:

- а) расчет эталонного образца, который имеет следующие характеристики:
 - геометрические размеры 380x500x120мм;
 - жесткостные характеристики: модуль деформации камня (кирпич силикатный) принят $1,5\text{Ебт/м}^2$; модуль деформации раствора (цементно-песчаный) принят 1Ебт/м^2 .
- б) расчет фрагментов каменной кладки с изменением основных геометрических размеров (высота камня, толщина растворного шва, поперечное сечение кладки);
- в) расчет фрагментов каменной кладки с изменением жесткостных параметров элементов кладки (модуль деформации камня и раствора);
- г) моделирование усиления фрагмента, за счет поперечного обжатия, при варьировании следующих характеристик:
 - высоты обоймы;

- шага приложенных горизонтальных сил;
- интенсивности обжатия;
- жесткости опорных элементов обоймы.

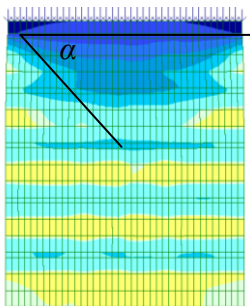


Рис.1. Схема распределения горизонтальных напряжений в эталонном образце

На рис.1 представлен эталонный образец каменной кладки, при в условиях одноосного нагружения вертикальной нагрузкой. Из рис.1 видно, что распределение напряжений в элементах каменной кладки соответствует положениям физической модели разрушения анизотропных материалов т.е., при действии на элемент сжимающей нагрузки в нем возникает силовой поток, направленный от грузовой площадки к опорной и имеющий две характерные зоны. Под грузовой и опорной площадками формируются клиновидные области, где α – угол наклона условных граней клиновидной области, материал в которых находится в состоянии всестороннего сжатия. В средней зоне находится сжато-растянутая область. Достижение напряжениями предела прочности на растяжение приводит к появлению вертикальной трещины отрыва.

Предположение о том, что вертикальные трещины образуются под действием сжато-растянутого силового потока подтверждено результатами численного эксперимента. На основании этого было сделано предположение о том, что если перекрыть зону действия горизонтальных растягивающих напряжений, то сопротивление кладки действию вертикальных сжимающих напряжений существенно увеличится.

Следующими этапами численного исследования было исследование эталонного и высокого образцов в условиях двухосного обжатия в области сжатия-растяжения, характеристики камня и раствора приняты такими же, как в элементе без обжатия, отношение $\sigma_2/\sigma_1 = 0,1$ (рис. 2, 3).

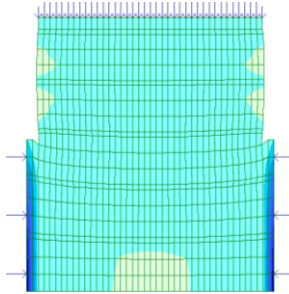


Рис.2. Схема распределения горизонтальных напряжений в эталонном образце, усиленном поперечным обжатием

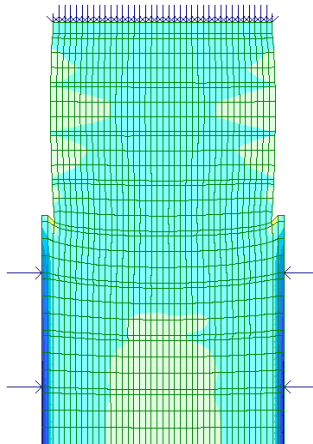


Рис.3. Схема распределения горизонтальных напряжений в высоком образце ($H/b > 4$), усиленном поперечным обжатием

По результатам численного эксперимента был сделан вывод о том что, если обжимающей системой перекрыть сжато-растянутую область элемента каменной кладки, то возможно уменьшить растягивающие горизонтальные напряжения и деформации (см. рис 1, 2, 3). Основываясь на исследованиях проведенных в ЦНИИСК им. Кучеренко В.А. (ЦНИПС) и численном эксперименте, была разработана схема усиления каменной кладки стальной облоймой с напрягаемыми поперечными элементами (рис. 4).

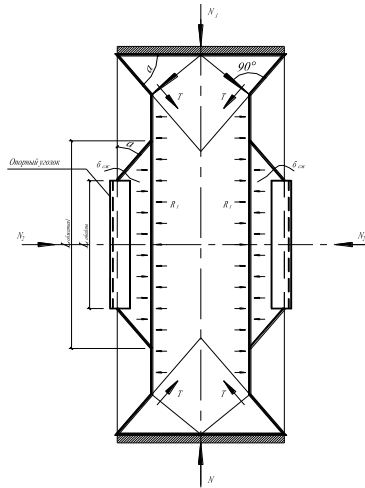


Рис.4. Схема усиления сжатых элементов поперечных обжатием

Материалы кладок при обжатии работают в условиях всестороннего сжатия. При этом изменяется характер разрушения. Каменная кладка разделяется трещинами на отдельные вертикальные элементы и происходит их раздавливание.

Полученные результаты использованы при разработке методики расчета каменных кладок при поперечном обжатии на основе теории сопротивления анизотропных материалов сжатию [5] и конструировании элементов усиления.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Госстрой России.- М.: 2000.
2. Онищик Л.И. Каменные конструкции. Стройиздат. - М.: 1939г.
3. Розенблюмас А.М. Каменные конструкции. Высшая школа. - М.: 1964г.
4. Бедов А.И., Щепетьева Т.А. Проектирование каменных и армокаменных конструкций. Издательство АСВ.-М.: 2003г.
5. Соколов Б.С. Физическая модель разрушения каменных кладок при сжатии. Изв. Вузов. Строительство. 2002г, № 9.
6. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции. - М.: 1988г. 190с.

АНАЛИЗ ПОВРЕЖДЕНИЙ И ВОССТАНОВЛЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ КАЧЕСТВ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Н.П. Соловьев, В.М. Поздеев

Йошкар-Ола, Марийский государственный технический университет

Одним из основных этапов реконструкции является техническое обследование конструкций зданий и сооружений. По результатам освидетельствования делаются выводы о состоянии конструкций, причинах их деформаций и повреждений, а также разрабатываются рекомендации по их усилению или замене и устранению причин повреждения.

В настоящее время существуют традиционные способы усиления сжатых железобетонных элементов: устройство стальных и железобетонных обоев, двухсторонних и трехсторонних железобетонных рубашек. Данные методы усиления позволяют значительно повысить несущую способность сжатых элементов. С другой стороны, данные методы усиления трудоемки и материалоемки. Возникает необходимость находить определенный компромисс между целью восстановления эксплуатационных качеств сжатых элементов и материальными затратами на их восстановление.

В 2004 году было произведено техническое обследование железобетонных конструкций каркаса производственного здания на одном из предприятий стройиндустрии. В состав каркаса завода по производству железобетонных конструкций входят сборные железобетонные колонны сплошного сечения серии КЭ-01-49. Общее количество обследуемых колонн равняется 132 шт.

При обследовании железобетонных колонн фиксировались основные дефекты и повреждения: усадочные трещины; отслоение защитного слоя бетона в области арматурных стержней и закладных деталей; околы бетона величиной более 3,0 см; околы бетона с оголением продольной и поперечной арматуры; коррозия арматуры; коррозионные трещины вдоль арматурных стержней; подтеки битума и замазывание поверхности бетона. В каждой колонне производилось измерение прочности бетона.

В результате проведенного освидетельствования железобетонных колонн установлено:

1. В 60 колонных выявлена коррозия продольной и поперечной арматуры величиной до 5 % и как следствие коррозии продольной арматуры в 29 колоннах обнаружены коррозионные трещины величиной раскрытия от 0,5 до 8,0 мм.

2. В 27 колоннах имеются околы бетона, в 11-ти колоннах околы бетона сопряжены с оголением продольной арматуры.

3. В 9-ти колоннах наблюдаются трещины на поверхности бетона произвольного направления, в 6-ти колоннах происходит отслоение защитного слоя бетона в области закладных деталей.

Графики распределения повреждений железобетонных колонн производственного корпуса приведены на рис. 1.

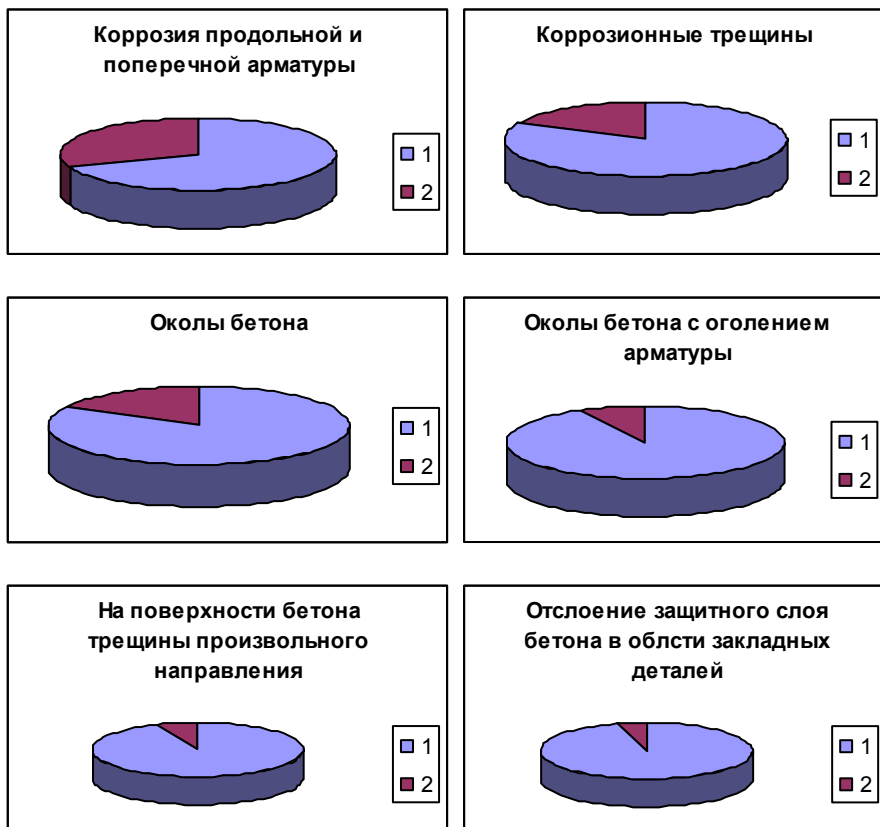


Рис. 1. Диаграммы количественной оценки повреждений колонн (1- колонны с дефектами, 2- колонны без дефектов)

4. Прочность бетона колонн измерена неразрушающим методом прибором ИПС-МГ4+, основанном на методе упругого отскока. Статистическая обработка прочности бетона колонн показала следующее:

средняя прочность бетона соответствует 435 кгс/см^2 , среднее квадратическое отклонение – $85,7 \text{ кгс/см}^2$, коэффициент вариации прочности бетона $0,197$. Класс бетона на осевое сжатие равен:

$$B = R_m \left(-t_v \right) = 435 \cdot \left(-1,64 \cdot 0,197 \right) = 295 \text{ кг/см}^2 = 29,5 \text{ МПа},$$

На основании проведенного обследования дана классификация колонн по оценке технического состояния: 1 категория – исправные колонны, 2 – работоспособные, 3 – ограниченно работоспособные и 4 – в недопустимом состоянии.

На рис. 2 показана классификация колонн по категории пригодности к нормальной эксплуатации.

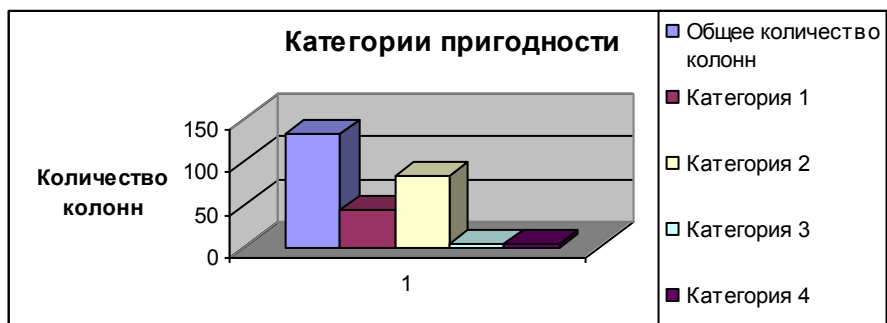


Рис. 2. Пригодность колонн к нормальной эксплуатации

Результаты обследования колонн показывают, что на данный момент времени конструкции имеют повреждения, снижающих в той или иной мере их эксплуатационные качества. В 60-ти колоннах наблюдается коррозия продольной и особенно поперечной арматуры. К основной причине появления коррозии арматуры следует отнести условия эксплуатации, связанные с повышенной влажностью и колебаниями температурного режима в производственных помещениях. Кроме этого, на процесс коррозии арматуры оказывает влияние величина защитного слоя бетона. Так практически во всех обследуемых колоннах отсутствует защитный слой поперечной арматуры. Арматурные каркасы проявляются со стороны гладкой поверхности колонн, т.е. наблюдается опускание арматурных каркасов при изготовлении конструкции. Вследствие коррозии арматуры происходит отслоение защитного слоя бетона и появление коррозионных трещин вдоль арматурных стержней.

Наблюдается коррозия закладных деталей сопряжения колонн с балками и фермами покрытия, подкрановыми балками. Данный тип повреждений ослабляет пространственную жесткость каркаса здания от действия вертикальных и горизонтальных нагрузок. Наряду с этим, коррозия закладных деталей привела к отслоению защитного слоя бетона в их области. Трещины произвольного направления следует отнести к усадочным трещинам в результате нарушения режима уплотнения и тепловлажностной обработки бетона, раннее разопалубивание конструкций.

Признаков перегрузки колонн (силовых трещин, раздробления бетона, выпучивания продольных стержней) не обнаружено. Прочность бетона превышает проектную величину. Колонны работают при нагрузках не превышающих расчетные. Для обеспечения нормальной эксплуатации колонн производственного цеха необходимо выполнить комплекс восстановительных работ в зависимости от степени повреждения.

Одним из часто применяемых способов усиления колонн, имеющих коррозию рабочей продольной арматуры, является создание металлической облоймы. Однако известны и недостатки такого решения: трудность включения в работу с усиливаемым элементом, необходимость последующего ухода за металлическими деталями усиления.

В настоящее время появились ремонтные смеси, позволяющие провести восстановление железобетонных элементов и повысить защитные свойства бетона. Использование таких смесей возможно для колонн при сохранении надежности соединения продольной арматуры и хомутов, что будет гарантировать невозможность выпучивания стержней при нагрузке. На обследуемом объекте проведено восстановление защитного слоя колонн ремонтным составом «Эмако S66».

ПЛАНИРОВАНИЕ ЛАБОРАТОРНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА ПО ИССЛЕДОВАНИЮ ВЛИЯНИЯ ЗАГРЯЗНЕНИЯ ГРУНТОВ НЕФТЯНЫМИ УГЛЕВОДОРОДАМИ НА ПРОЧНОСТНЫЕ И ДЕФОРМАТИВНЫЕ СВОЙСТВА ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ.

В. Н. Дмитриева

г. Санкт-Петербург, Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет

На территории России в настоящее время эксплуатируется более 200 тыс. км магистральных и 350 тыс. км промысловых трубопроводов. Физический и моральный износ технического оборудования приводят к росту числа аварий [5]. Потенциальными источниками загрязнения почвы являются буровые площадки, нефтепромыслы, нефте- и газопроводы, нефтехранилища,

пути транспортировки, наземный транспорт, на территориях общего пользования – нефтебазы, авторемонтные мастерские, автостоянки, заправочные станции и др.

При проливах нефти и нефтепродуктов часто происходит изменение химических, физических, микробиологических свойств грунтов, что в свою очередь, влияет на их прочностные и деформационные свойства. Эти изменения могут оказать влияние как на расчет проектируемых фундаментов, так и на работу основания под уже возведенными или строящимися зданиями.

Целью лабораторных экспериментов является: разработка методики искусственного загрязнения грунта нефтепродуктами, и определение изменений строительных свойств грунта в зависимости от процентного содержания нефтепродукта в грунте. Установление таких изменений позволит установить границы использования загрязненных грунтов в качестве оснований зданий и сооружений. В ходе испытаний планируется определить: φ – угол внутреннего трения, c – удельное сцепление и E – модуль деформации до и после загрязнения грунта.

Для проведения эксперимента в качестве загрязняемого грунта используется воздушно-сухой кварцевый песок, промытый и очищенный от органических соединений следующих фракций: $0 \div 0,4$ мм, $0,4 \div 0,8$ мм, $0,8 \div 2$ мм. Песок уплотняется до состояния средней плотности как наиболее часто встречающийся в естественном сложении в качестве основания зданий или сооружений. Уплотнение песка производится послойно (толщина слоя песка 0,05 м) ручной трамбовкой. Контроль плотности укладки песка осуществляется с помощью конуса Бойченко.

В качестве загрязнителей использованы те виды нефтепродуктов, аварийные разливы которых наиболее часто происходят на территориях общего пользования – мазут топочный с плотностью $\rho_4^{20} = 949,2$ кг/м³; сырая нефть с плотностью $\rho_4^{20} = 864,3$ кг/м³; дизельное топливо с плотностью $\rho_4^{20} = 822,4$ кг/м³; бензин автомобильный с плотностью $\rho_4^{20} = 715,7$ кг/м³. Нефтепродуктам обеспечивается правильное хранение, во избежании испарения и для соблюдения пожарной безопасности.

Проведение лабораторных испытаний предлагается разбить по следующим этапам:

1. Загрязнение грунта нефтепродуктом и изучение характера фильтрации органического углеводорода;
2. Определение массовой доли нефтепродукта в грунте;
3. Проведение стандартных лабораторных испытаний для определения строительных свойств загрязненного грунта.

1. Загрязнение грунта нефтепродуктом и изучение характера фильтрации органического углеводорода.

В литературе содержатся сведения о том, как ведет себя нефть в поровом пространстве под большим давлением при нефтедобыче, но процесс впитывания нефтепродуктов в грунт через поверхность изучен недостаточно [6]. Вместе с тем, именно с ним связано загрязнение грунтов при различных разливах нефтепродуктов на их поверхности. Представляет интерес вопрос, в

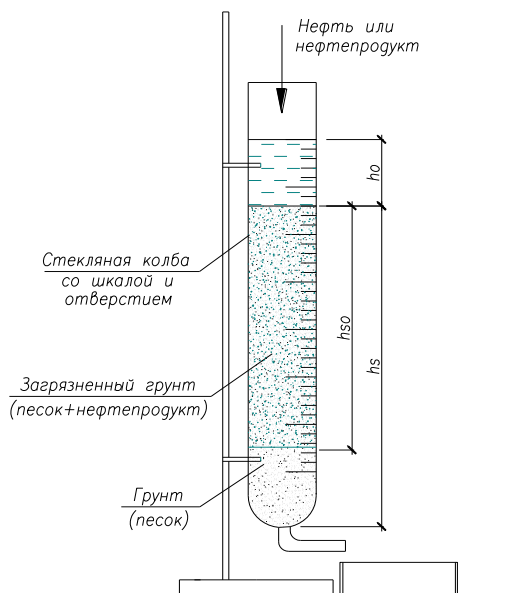


Рис. 1 Стенд для изучения фильтрации нефтепродукта.

каком процентном соотношении «нефтепродукт-грунт» нефтепродукт распределяется по глубине в процессе фильтрации.

Для загрязнения грунта нефтепродуктами и изучения фильтрации разработан специальный стенд схема которого представлена на рис. 1. Для сравнения принят процесс фильтрации воды при температуре 20°C с плотностью $\rho^{20} = 1 \text{ г/см}^3$, кинематической вязкостью $\nu = 0,01 \text{ см}^2/\text{с}$ и поверхностным натяжением $\sigma = 73 \text{ г/с}^2$.

Планируется три серии экспериментов, содержащих 12 опытов на каждый вид нефтепродукта (мазут, нефть, дизельное топливо, бензин).

Первая серия ставит задачу изучения впитывания нефтепродукта в сухой грунт.

Вторая серия проводится при подаче в сухой грунт вначале воды, а затем при добавлении в этот грунт нефтепродукта.

Третья серия проводится при насыщении грунта водой снизу, с поддержанием постоянного уровня, имитирующего уровень грунтовых вод, с последующим загрязнением грунта нефтепродуктами.

Лабораторный эксперимент проводится при постоянной температуре $T = 20^{\circ}\text{C}$, высота столба песка принята $h_s = 46$ см, высота столба нефтепродукта принята $h_o = 1; 2; 3$ см.

Эти значения определены как соотношения высоты возможного разлива нефтепродукта из резервуара в пределах откосов строительных карэ и высоты сжимаемой толщи грунта под резервуаром равной диаметру и двум диаметром резервуара.

Во время проведение опыта фиксируются: время изменения объема нефтепродукта, t [сек]; изменение высоты столба нефтепродукта, $h_{o, i}$ [мм]; изменение высоты столба загрязненного песка, $h_{so, i}$ [мм].

Загрязненный участок делиться на четыре части (высотой $5 \div 10$ см) и в каждом участке определяется количественный состав нефтепродукта в грунте.

2. Определение массовой доли нефтепродукта в грунте.

Для установления границы изменения физических, прочностных и деформационных свойств грунтов в зависимости от степени загрязнения грунта нефтепродуктами, необходимо правильно оценить количественный состав нефтепродукта в грунте.

Основными методиками применяемые в настоящее время для определения массовой доли нефтепродукта в грунте являются метод люминесценции, метод ИК-спектрометрии и гравиметрический анализ.

Для изучения и количественного учета нефтепродуктов в почве в данном исследовании нами используется «Методика выполнения измерения массовой доли нефтепродуктов в пробах почв на анализаторе жидкости «ФЛЮОРАТ-02»» [1].

Принцип работы прибора основан на измерении сигнала флуоресценции нефтепродуктов в гексановом растворе в условных приборных единицах с последующей математической обработкой и выдачей результатов на индикаторе в виде концентрации нефтепродукта в гексановом растворе или экстракте.

Отобранный на каждой границе грунт перемешивается, влажные грунты высушивается при комнатной температуре до воздушно-сухого состояния и измельчается в фарфоровой ступке. Навеска грунта, согласно табл.2 [1] помещается в сухую коническую колбу вместимостью 100 см^3 . К пробе добавляется при помощи пипетки гексан и экстрагируется в течение 15 минут

при встряхивании, либо выдерживается раствор в течении 12 часов. Полученный экстракт фильтруют через фильтр «красная лента», ополаскивая колбу и промывая им грунт на фильтре. Затем измеряется концентрация нефтепродуктов. Концентрацию нефтепродуктов в пробе почвы вычисляют по формуле:

$$X = C_{\text{изм}} \cdot V_{\text{г}} \cdot K / m = [\text{мг/г}] \quad (1)$$

где $C_{\text{изм}}$ – концентрация нефтепродукта в гексановом растворе, измеренная на приборе $[\text{мг/дм}^3]$;

$V_{\text{г}}$ – конечный объем гексанового раствора, $[\text{дм}^3]$;

K – разбавление экстракта, если экстракт не разбавляют, то $K=1$;

M – масса навески грунта, $[\text{г}]$.

Установив количественные отношения единицы нефтепродукта в единице песка и по данному соотношению возможно заготовить необходимое количество загрязненного грунта для изучения его строительных свойств.

3. Определение строительных свойств грунта загрязненного нефтепродуктами.

Строительные свойства (φ – угол внутреннего трения, c – удельное сцепление и E – модуль деформации загрязненного грунта) загрязненного грунта определяем стандартными методиками согласно ГОСТ 5180-84 [2] и ГОСТ 12248-96 [3].

Используемая литература

1. ПНД Ф 16.1.21-98 Количественный химический анализ почв. Методика выполнения измерений массовой доли нефтепродуктов в пробах почв на анализаторе жидкости «ФЛЮОРАТ-02» – М. : 1975. – 16 с.

2. ГОСТ 5180-84 Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик – М. : 1985.

3. ГОСТ 12248-96. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформативности. – М. : 1997.

4. Ломпадзе, В. Д. Методы лабораторных исследований физико-механических свойств песчаных и глинистых грунтов. / Ломпадзе, В. Д. – М. : Госгеолиздат 1952. – 234 с. – ил.

5. Фомин, Г. С. Почва. Контроль качества и экологической безопасности по международным стандартам. Справочник. / Фомин Г. С, Фомин А. Г – М. : Издат. «Протектор» 2001. – 304 с. : ил. 42.

6. Михалев, М. А. Моделирование процессов загрязнения нефтепродуктами и промывок водой песчаного грунта. / Михалев М. А., Кардава М. Г. // Научно-технические ведомости СПбГТУ - 2000. - №1 (19). - с. 98-103.

РАЗВИТИЕ МЕТОДА ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАЧАЛЬНОЙ БЕЗОТКАЗНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Н.П. Соловьев

г. Йошкар-Ола, Марийский государственный технический университет

Под начальной безотказностью строительных конструкций понимается способность элементов или конструкций сохранять требуемую прочность и устойчивость в заданный начальный промежуток времени, т.е. работа конструкций во времени ее возведения, в процессе испытания и в начальный период эксплуатации под расчетной нагрузкой.

Основное требование, например по прочности нормального сечения с одиночным армированием, предъявляемое к железобетонным конструкциям с целью обеспечения начальной безотказности, записывается в виде:

$$R = P(M - M_0 \geq 0) \geq R_0^n, \quad (1)$$

где R_0^n – заданный (нормативный) уровень начальной безотказности;

M – несущая способность элемента;

M_0 – внешний изгибающий момент.

В настоящее время существуют два способа определения начальной безотказности: методом линеаризации и статистическим моделированием.

Метод линеаризации, сущность которого заключается в замене заданной функции линейной функцией, может быть применен в случаях, когда заданная функция сравнительно хорошо представлена линейной функцией в том интервале, в котором плотность вероятности достаточно велика.

Функциональная зависимость величин, входящих в уравнение (1), может быть представлена выражением

$$\bar{M}_0 = f(v_n, l_0) \quad (2)$$

$$\bar{M} = f(R_{bn}, R_{sn}, A_s, b, h_0) \quad (3)$$

Очевидно, что с учетом изменчивости величин, входящих в зависимости (2) и (3), должно соблюдаться условие:

$$\bar{M}_0 + \Delta M_0 \leq \bar{M} + \Delta M, \quad (4)$$

где ΔM_0 и ΔM – изменчивость внешней нагрузки и несущей способности элемента.

Вероятность выполнения условия (1), то есть начальная безотказность запишется в виде:

$$R = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \Phi \left[\frac{M - M_0}{S \sqrt{M - \Delta M_0}} \right], \quad (5)$$

где $\Phi(x) = \frac{2}{\sqrt{2\pi}} \int_0^x e^{-\frac{t^2}{2}} dt$ - функция Лапласа.

Метод линеаризации позволяет определить начальную безотказность строительных конструкций, имеющих простую зависимость между входными и выходными параметрами. При сложной связи между данными параметрами аналитическое решение задачи невозможно без грубой и неточной механической идеализации модели (например, динамических расчетов и накопления повреждений). В этом случае для определения начальной безотказности строительных конструкций целесообразно использовать метод статистического моделирования или метод Монте-Карло.

Основой метода статистического моделирования является формирование множества случайных чисел для каждой входящей в расчет случайной величины x_i .

Первой операцией, необходимой для получения выборки из генеральной совокупности случайной функции, является генерирование равномерно распределенных случайных чисел. Библиотека стандартных программ любого компьютера дает случайные равномерно распределенные числа $\alpha_i \in [0, 1]$. Затем необходим алгоритм преобразования числа в интервале $(0, 1)$ в значение случайной величины с неравномерным распределением, т.е. нормальным законом распределения, используя соотношения:

$$\tilde{\alpha}_i = \sqrt{2 \ln \alpha_i} \cos(\pi \alpha_{i+1}) \quad (6)$$

Следующим этапом статистического моделирования является установление случайных значений внешних воздействий и конструктивных параметров строительных конструкций. Для этого необходимо знать математическое ожидание и среднее квадратическое отклонение по каждой моделированной величине. Тогда случайное значение моделируемого параметра, с учетом выражения (6), определяется по формуле

$$\tilde{x}_i = \bar{X}_i + 3 \sigma_i \tilde{a}_i, \quad (7)$$

где, \bar{X}_i - математическое ожидание исследуемого параметра (для нагрузок – нормативное значение, для геометрии элемента – конструктивные размеры элемента, для прочности материалов – средняя их прочность); σ_i - среднее квадратическое отклонение случайной величины.

На основании полученной совокупности случайных величин внешней нагрузки и конструктивных параметров конструкции выполняется детерминированный расчет строительной конструкции по выбранному критерию предельного состояния. В результате n выполненных расчетов получаем статистический ряд выходных параметров конструктивного элемента по выбранному критерию. Обработка статистического ряда заключается в определении закона распределения. Для этого целесообразно использовать кривые Пирсона [4], которые охватывают практически все законы распределения случайных величин. И наконец, задавая границу интегрирования по выбранному закону распределения, определяется начальная безотказность строительных конструкций.

Статистическое моделирование позволяет определить надежность строительных систем принципиально любой сложности. Однако, для его осуществления требуется разработка специальные программ для вычислительной техники. Для устранения вышеприведенных недостатков предлагается комбинированный метод определения начальной безотказности строительных конструкций.

Как и два предыдущих метода, комбинированный метод требует обязательного знания статистик случайных входных параметров (нагрузки, конструктивных параметров). Так как случайные входные параметры изменяются по нормальному или почти по нормальному закону распределения, то вероятность попадания исследуемого параметра в заданный интервал соответствует выражению

$$I_{\beta_i} = \left(\bar{X}_i - \Delta_{li}, \bar{X}_i + \Delta_{pi} \right) \quad (8)$$

где, β_i - обеспеченность i -го входного параметра конструктивного элемента; Δ_{li} и Δ_{pi} - соответственно левое и правое допусаемое

отклонение $i - \mathcal{ZO}$ входного параметра от математического ожидания (проектной величины) \bar{X}_i .

На основании условия (8) можно предположить, что и выходные параметры строительных конструкций при изменении $i - \mathcal{ZO}$ входного параметра будут находиться, с соответствующей вероятностью, в интервале, заключенном между величинами функции отклика, определяемой по значениям входных параметров на границах заданного интервала, т.е.

$$I_{\beta i}^{\times} = \left[Y(\bar{X}_i - \Delta_{li}), Y(\bar{X}_i + \Delta_{pi}) \right] \quad (9)$$

где, $Y(\bar{X}_i - \Delta_{li})$ и $Y(\bar{X}_i + \Delta_{pi})$ - выходные параметры элемента по нижнему и верхнему значению $i - \mathcal{ZO}$ показателя.

Если $Y(\bar{X}_i - \Delta_{li})$ и $Y(\bar{X}_i + \Delta_{pi})$ выразить через число стандартов, которое нужно отложить вправо и влево от центра рассеивания для того, чтобы вероятность попадания в полученный интервал равнялась β_i , то доверительный интервал (9) будет иметь вид:

$$I_{\beta i}^{\times} = \left(\bar{Y} - t_{\beta i} \sigma_{Yi}, \bar{Y} + t_{\beta i} \sigma_{Ypi} \right) \quad (10)$$

где σ_{Yi} - среднее квадратическое отклонение (стандарт) выходного параметра при изменении $i - \mathcal{ZO}$ показателя; \bar{Y}_i - математическое ожидание выходного параметра (например, несущая способность либо внешняя нагрузка).

Тогда стандарт выходного параметра по левому или правому пределу равен:

- по левому

$$\sigma_{Yli} = \frac{\bar{Y} - Y(\bar{X}_i - \Delta_{li})}{t_{\beta i}} \quad (11)$$

- по правому

$$\sigma_{Ypi} = \frac{Y(\bar{X}_i + \Delta_{pi}) - \bar{Y}}{t_{\beta i}} \quad (12)$$

В случае нелинейной зависимости между выходными и входными параметрами строительной конструкции величина приращений $\Delta Y_{li} = \bar{Y} - Y_{li}$ и $\Delta Y_{pi} = \bar{Y} - Y_{pi}$ относительно математического ожидания \bar{Y} будут несимметричны, поэтому для дальнейшего рассуждения возьмем минимальное приращение выходного параметра, тогда выражения (11 и 12) примет вид:

$$\sigma_{Y_i} = \frac{|\Delta Y_{\min,i}|}{t_{\beta i}}, \quad (13)$$

Величина среднего квадратического отклонения выходного параметра элемента (13) будет зависеть от степени нелинейности зависимости между входными и выходными параметрами системы. Влияние степени нелинейности учитываем коэффициентом k , величина которого, на основании проведенных исследований, равна

$$k_i = 0,5142 + 0,4858 \frac{|\Delta Y_{\max,i}|}{|\Delta Y_{\min,i}|}, \quad (14)$$

где, $\Delta Y_{\max,i}$ и $\Delta Y_{\min,i}$ соответственно максимальное и минимальное приращение выходного параметра.

Нетрудно убедиться, что в случае линейной зависимости между входными и выходными параметрами системы, т.е. $\Delta Y_{\max,i} = \Delta Y_{\min,i}$, коэффициент $k = 1$.

Окончательно среднее квадратическое отклонение выходного параметра определяется по формуле

$$\sigma_{Y_i} = k_i \frac{|\Delta Y_{\min,i}|}{t_{\beta i}}. \quad (15)$$

Методика определения начальной безотказности комбинированным методом (например, по моменту):

1. Определяется математическое ожидание внешней нагрузки (\bar{M}_0) и несущей способности элемента (\bar{M});
2. Определяются допускаемые отклонения (допуски Δ_{li} и Δ_{pi}) внешних воздействий и конструктивных параметров элемента;
3. По левой и правой границе интервала входных параметров определяется функция отклика. Для внешней нагрузки $M_{0i}(\bar{X}_i - \Delta_{li})$ и $M_{0i}(\bar{X}_i + \Delta_{pi})$, для несущей способности элемента $M_i(\bar{X}_i - \Delta_{li})$ и $M_i(\bar{X}_i + \Delta_{pi})$.
4. Определяется приращение функции отклика: для внешней нагрузки $\Delta M_{0li} = \bar{M}_0 - M_{0i}(\bar{X}_i - \Delta_{li})$ и $\Delta M_{0pi} = \bar{M}_0 - M_{0i}(\bar{X}_i + \Delta_{pi})$, для несущей способности $\Delta M_{li} = \bar{M} - M_i(\bar{X}_i - \Delta_{li})$ и $\Delta M_{pi} = \bar{M} - M_i(\bar{X}_i + \Delta_{pi})$.
5. Определяются средние квадратические отклонения внешнего момента и несущей способности элемента по всем входным параметрам элемента.
6. По формуле (5) определяется начальная безотказность конструктивного элемента по изгибаемому моменту.

Литература

1. Авиром Л.С. Надежность конструкций сборных зданий и сооружений. - Л.: Стройиздат, Ленинград.отд-ние, 1971.-216 с.
2. Аугусти Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании/Пер. с англ. Ю.Д.Сухова.-М.: Стройиздат, 1988.-584 с.:ил.-Перевод. Изд.:Probabilistic Methods in Structural Engineering/London New York Chapman and Hall, 1984.-ISBN 5-274-00212-9.
3. Гмурман В.Е. Теория вероятностей и математической статистики. Учеб. Пособие для вузов. Изд. 6-е, стер. – М.: Высш. шк., 1998.-479 с.: ил.
4. Митропольский А.К. Техника статистических вычислений,-М.: Наука, 1971.-576 с.
5. Ржаницин А.Р. Теория расчета строительных конструкций надежность.- М.: Стройиздат, 1978.-239с.

ФАКТОР ВРЕМЕНИ ПРИ РАБОТЕ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННОГО МАССИВА ПОД ВОЗДЕЙСТВИЕМ АГРЕССИВНОЙ СРЕДЫ И НАГРУЗКИ

С.В. Криворучко

г. Чебоксары, Волжский филиал Московского автомобильно-дорожного института (ГТУ)

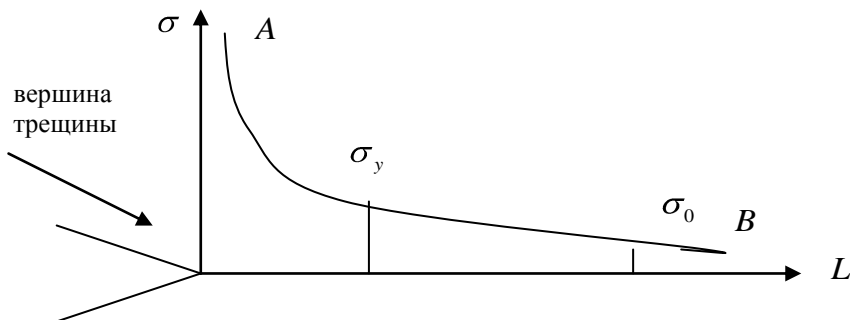
Дефекты структурного элемента, которыми обусловлено напряженно-деформированное состояние бетонного элемента при одновременном действии нагрузки и среды не является одиночным состоянием. Данный процесс является многофакторным и широко рассмотрен в научной литературе. Нарастание дефектов в структуре бетонного элемента процесс проходящий во времени и может ограничиваться несколькими секундами или несколькими годами. Это зависит от многих факторов – это структура самого элемента и схема его загрузки, а так же агрессивное воздействие различных сред и одновременное действие нагрузки.

Статический метод оценки трещинообразования бетонного элемента без учета времени продвижения трещины

Рассматривая первый тип распространения микротрещин в бетонном элементе, которые возникают благодаря механическому силовому расщеплению структуры бетонного элемента. Необходимо определить величину

$$K = \lim_{s \rightarrow 0} \lim(\sigma_y \sqrt{S})$$

где S – некоторое малое расстояние от вершины трещины до некоторой точки, где действует напряжение σ_y . Здесь величина K - называется коэффициентом интенсивности напряжения и определяет напряженное состояние концевой зоны трещины определяя форму кривой АВ [2].



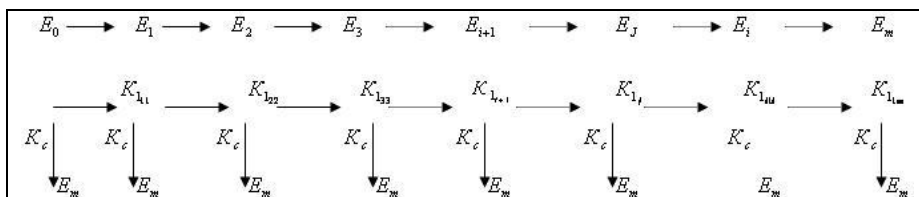
Для задачи Грифица $K = \sigma \sqrt{\pi l}$, т.е. с увеличением длины трещины интенсивность напряжений в ее концевой зоне возрастает, поэтому рост трещины не устойчив в момент времени, когда на некоторой части контура трещины коэффициент интенсивности напряжений K достигает некоторой критической величины $K = \text{const}$ происходит локальное разрушение материала или продвижение трещины. То есть существует равенство $K = K_c (K_I = K_{Ic})$ является силовым критерием локального разрушения, а величина K_c называется критическим коэффициентом интенсивности напряжений [2].

Метод накопления дефектов со временем в структуре бетонного элемента при оценке трещинообразования

Если структура бетона моделирует совокупность структурных элементов, то под действием нагрузки, тепла, агрессивных сред ухудшаются свойства, снижается надежность и возможен отказ структурных элементов. Поэтому деградация системы обусловлена последовательным отказом наиболее слабых структурных звеньев бетонного элемента.

Рассмотрим нарастание квазихрупкого разрушения в течении времени до начала разрушения как деградацию структурного элемента на стадии фрагментации.

Предположим, что в момент времени t система (бетонный элемент, среда, нагрузка) может находиться в любом из $m+1$ состояний $E_0, E_1, E_2 \dots E_m$ различающихся между собой количеством отказавших структурных элементов, которое возрастает по мере увеличения номера состояния. Переход из состояния E_i в состояние E_{i+1} означает отказ в системе структурных элементов. Следовательно система работоспособна до тех пор, пока число отказавших элементов не превышает m шагов. Графически деградация системы будет выглядеть следующим образом.



Таким образом, чтобы трещина сдвинулась с места необходимо, чтобы от 200 до 400 однородных элементов системы вокруг трещины пришли в негодность [1].

Изменение площади сечения от изменения структуры материала

В процессе трещинообразования бетонного элемента, находящегося под одновременным воздействием агрессивной среды и нагрузки предел, при котором объем структурного материала, как однородной системы (бетон), вокруг устья трещины упрочняется за счет пластической деформации. При этом, исходя из теории однородности системы и вероятности структурного перехода системы из одного состояния, в момент времени t , для площади поперечного сечения F_i , конструкционного бетонного элемента, имеем:

$$\frac{d\overline{F(i)}}{dt} = -(K_i + K_c)F_j(t) \quad (1)$$

где $d F_i (t)$ - Суммарное изменение площади сечения в момент изменяющегося времени $t(dt)$;

K_i - интенсивность напряжения, определяющая поле напряжений вблизи вершины трещины характеризует интенсивность внезапных отказов внутри системы структурного элемента. K_i - является постоянной материала зависящей от внешней нагрузки, формы тела и пространственных характеристик трещины таких как расположения, длины, ширины, угла наклона и др.

Интенсивность напряжений на конце магистральной трещины в момент ее продвижения, характеризует интенсивность отказов структурных элементов при переходе от состояния E_i к состоянию E_j . где E_i и E_j – модули упругости одного и того же материала конструкции при продолжительном воздействии коррозионной среды. K_c – является постоянной материала зависящий от интенсивности поля напряжений вблизи вершины трещины, модуля упругости E и удельной работы разрушения на образование новой структуры поверхности берегов трещины.

Решая уравнение (1) при начальном условии $F_j(0)=F_0$, т.е. при первоначальной не разрушенной поверхности поперечного сечения бетонного элемента, получим:

$$F_j(t) = F_0 e^{-\int_0^t (K_i + K_c) dt} = F_0 e^{-\int_0^t K dt} \quad (2)$$

Уравнение (2) дает возможность определить среднее значение рабочей площади поперечного сечения конструкционного элемента в момент времени

t_0 после начала эксплуатации т.е. при начале одновременного воздействия нагрузки и коррозионной среды.

Зависимость интенсивности напряжения в устье трещины бетонного элемента от продолжительности во времени одновременного воздействия нагрузки и среды

Энергетическое состояние бетонного элемента как структурной системы определяется количеством энергии $U(t)$ или удельной работой разрушения на образование новой поверхности λ воздействующей на элемент. Интенсивность напряжения в устье магистральной трещины находится в прямой зависимости от количества энергии приложенной к системе - бетонному элементу в виде усилия в зависимости от продолжительности и интенсивности воздействия на структурный элемент в месте концентрации напряжения на стадии квазистатического разрушения.

Тогда для «стареющего» элемента - подвергнутого одновременному воздействию среды и нагрузки в продолжении некоторого времени имеем.

$$\lambda_{im} = \lambda_0 U(t) a t^{a-1} \quad (3)$$

Здесь:

λ_0 - коэффициент пропорциональности

a - параметр определяемый экспериментально. Для стареющих элементов, $a > 1$. Для элементов с внутренними дефектами $a < 1$.

Если принять степенные коэффициенты как произведение параметров λ_0 и a , то функция (3) примет вид:

$$\lambda_{im} = \lambda_0 U(t) a t^{-a\lambda_0} \quad (4)$$

Знак «-» в степенной зависимости показывает характер асимптотического всплеска максимальных напряжений и, как следствие, первоначальное возрастание интенсивности напряжений на стадии фрагментации при последующем ее снижении и образовании магистральной трещины после взятия производной по времени получим постоянное значение $a \lambda_0$ равное некоторому определенному значению b характеризующему постоянную материала.

Тогда с учетом выражения (1) формула (2) примет вид:

$$\overline{F_j} = F_0 e^{-\lambda \int_0^t U_y(t) a t^{a-1} dt} \quad (5)$$

Если энергетическое состояние системы не меняется т.е. $U(t) = const$ после интегрирования получим:

$$\overline{F}_j(t) = \overline{F}e^{-\lambda_{out}t^a} \quad (6)$$

Так как элементы структурной системы имеют скрытые дефекты и являются стареющими, поэтому при постоянной интенсивности напряжений в уравнение 5 и 6 можно принять, $a=1$. С учетом $a=1$ получаем экспоненциальный закон деградирующей структурной системы.

$$\overline{F}_j = \overline{F}_0 e^{-\lambda U t} \quad (7)$$

Полученное уравнение (7), характеризует процесс разрушения основных структурных элементов, хорошо согласуется с распределением частиц по энергетическим состояниям Больцмана и Бозе – Энштейна.

Литература:

1. Солوماتов В.И., Селяев В.П. Химическое сопротивление композиционных строительных материалов. – М.: Стройиздат, 1987
2. Пирадов К.А., Гузев Е.А. Механика разрушения железобетона. – М.:Новый век, 1998.

ОБСЛЕДОВАНИЕ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

А.Г. Мефодьев

г. Чебоксары, Чувашский государственный университет им. И.Н.Ульянова

Необходимость проведения обследования технического состояния зданий и сооружений может быть вызвана по следующим причинам:

- наличие дефектов и повреждений строительных конструкций здания, которые могут снизить их прочностные и деформативные характеристики;
- увеличение нагрузок на конструкции при перепланировке и увеличении этажности здания;
- реконструкция зданий даже в случаях, не сопровождающихся увеличением нагрузок;
- выявление отступлений от проекта;
- отсутствие проектно-технической и исполнительной документации;
- изменение функционального назначения зданий и сооружений;
- возобновление прерванного строительства зданий и сооружений при отсутствии консервации или по истечении трех лет после прекращения строительства;
- деформации грунтовых оснований;

- необходимость контроля и оценки состояния конструкций зданий, расположенных вблизи от вновь строящихся сооружений;
- необходимость оценки состояния строительных конструкций, подвергшихся воздействию пожара, стихийных бедствий природного характера или техногенных аварий;
- необходимость определения пригодности производственных и общественных зданий для нормальной эксплуатации, а также жилых зданий для проживания в них.

Обследование производится, как правило, в три этапа: подготовка к проведению обследования, визуальное обследование и детальное обследование.

Подготовительные работы включают в себя ознакомление объемно-планировочным и конструктивным решением объекта, материалами инженерно-геологических изысканий, анализ проектно-технической документации и составление программы работ.

Визуальное обследование включает сплошной осмотр конструкций здания и выявление дефектов и повреждений с проведением необходимых замеров.

Детальное обследование включает работы по обмеру здания, его отдельных конструкций и узлов, при необходимости с применением геодезических приборов; определение размеров и характера дефектов и повреждений; определение прочностных характеристик материалов основных несущих конструкций; измерение параметров воздушной среды, присущей технологическому процессу в здании и сооружении; определение фактических эксплуатационных нагрузок; определение фактической расчетной схемы здания и его отдельных конструкций; определение расчетных усилий в несущих конструкциях; расчет несущей способности конструкций по результатам обследования; анализ причин появления дефектов и повреждений в конструкциях; составление заключения с выводами по результатам обследования; разработка рекомендаций по обеспечению безопасных условий эксплуатации обследуемого здания.

Можно привести пример обследования технического состояния складского здания ОАО «Концерн «Чувашгосснаб» в городе Чебоксары. Обследуемый объект представляет собой индивидуальное одноэтажное здание. Имеется цокольный (полуподвальный) этаж. Размеры здания в плане составляют 45 × 12 м. Стены цокольного этажа выполнены из сборных бетонных фундаментных блоков толщиной 60 см. Высота полуподвального помещения 2,60 м. Надземный этаж имеет каркасную схему, выполнен из стальных конструкций. По наружным продольным стенам установлены стальные составные колонны, на которые смонтированы стальные двухскатные стропильные фермы пролетом 12 м. Шаг колонн различный и изменяется от 4 м до 5,5 м. Стены и кровля выполнены из оцинкованных

профлистов без утепления. Уровень земли резко понижается в поперечном направлении здания и тем самым одна продольная стена цокольного помещения испытывает боковое давление грунта, а с другой стороны стена свободна. Перекрытие цокольного этажа выполнено из сборных железобетонных многопустотных плит перекрытия. Фундаменты в здании ленточные мелкозаложенные, выполнены из фундаментных стеновых блоков, т.е. фундаментные плиты отсутствуют и ширина подошвы составляет 60 см.

Необходимость проведения обследования была вызвана обнаружением кренов стены цокольного этажа здания.

Для оценки технического состояния стен цокольного этажа и погрузочного пандуса проведено их визуальное обследование, методом бокового нивелирования определены крены стен. Для определения вертикальных деформаций и отметок различных точек проведено техническое нивелирование. Для определения глубины заложения, конструкции и технического состояния фундаментов было проведено их обследование в выкопанных шурфах. Определены действующие нагрузки на основание и произведена оценка прочности грунтов основания фундаментов.

В ходе обследования здания и фундаментов выявлен ряд дефектов и недостатков. Фундаменты имеют глубину заложения меньше уровня сезонного промерзания грунтов; горизонтальная гидроизоляция отсутствует; обнаружены вертикальные и наклонные трещины шириной до 10 мм, проходящие в стене цокольного этажа свидетельствуют о просадке фундаментов; осадка фундаментов достигает 14 см; имеется крен всех стен цокольного этажа в поперечном направлении здания и достигает 113 мм; замачивание стен. В конструкциях надземного этажа дефектов не обнаружено.

Основной проблемой здания является развитие кренов стен цокольного этажа и неравномерная осадка фундаментов. Причиной появления кренов стен здания послужила осадка стен и одностороннее боковое давление грунта на продольную стену с одной стороны здания.

По результатам работ разработаны рекомендации по усилению стен цокольного этажа и фундаментов для предотвращения дальнейшего развития кренов. Для обеспечения поперечной жесткости цокольного этажа рекомендовано устроить монолитные поперечные железобетонные диафрагмы жесткости (стены). Для обеспечения несущей способности фундаментов рекомендовано произвести их усиление путем устройства уширений их подошвы. С целью исключения возможности сезонного промерзания грунтов в основании фундаментов рекомендовано устроить грунтовую насыпь с наружной стороны свободной от грунта стены.

АНАЛИЗ ВЕРОЯТНЫХ ПРИЧИН “ВЫПАДЕНИЯ” И “ИЗЛОМА” ТРУБОПРОВОДОВ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И ВОДООТВЕДЕНИЯ

И.А. Чернов, Г. Н. Дмитриев, В.А. Щёколов, Е. Г. Михайлова
г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

Водопрводно-канализационные сооружения – древнейшие виды транспортирования жидких наполнителей (подача питьевой воды и отвод нечистот). Выполняются они по единой конструкции и состоят из отдельных чугунных труб, сопрягаемых между собой промежуточными муфтами, коленами, тройниками, четвериками, а также торцевыми заглушками, раструбными соединениями (рис. 1). В указанных раструбных соединениях цилиндрическая часть трубы телескопически, но с определенным зазором, соединяется с раструбом соседней трубы или промежуточной муфты, колена, тройника, торцевой заглушки посредством мягкого промасленного пенькового уплотнителя и жесткой чеканки пространства между поверхностями цилиндрического трубопровода и раструба асбестоцементной крошкой.

Веками отработанная конструкция раструбного соединения трубопроводов обеспечивает надежную герметичность транспортирования по ней жидкого наполнителя, сохраняя подвижность цилиндрического трубопровода в раструбе в направлении его продольной оси.

С целью исключения в трубопроводах температурных напряжений каждому трубопроводу в раструбном соединении предоставляется возможность перемещения как в сторону вдвигания в раструб (зазор “ δ ” на рис. 1), так и в сторону выдвигания из раструба.

Трубопроводы водоснабжения и водоотведения прокладываются в летних условиях ниже глубины промерзания грунта. Предельный перепад температуры их эксплуатации по сравнению с температурой прокладки не превышает $\pm 10^\circ\text{C}$.

Изменение температуры эксплуатации трубопроводов по сравнению с температурой их сборки и чеканки в указанном диапазоне не способно вызвать перемещения трубопроводов в раструбах больше предусмотренных для этого зазоров. Поэтому складывается впечатление, что температурные деформации трубопроводов не могут служить причиной выпадения их из раструбов или жесткого распора торцов трубопроводов на ограничители перемещений в раструбах.

В раструбных соединениях вызывает опасность выпадения самих раструбов с поверхностями цилиндрических трубопроводов на участках поворота трассы трубопровода, на участках врезки в магистральный

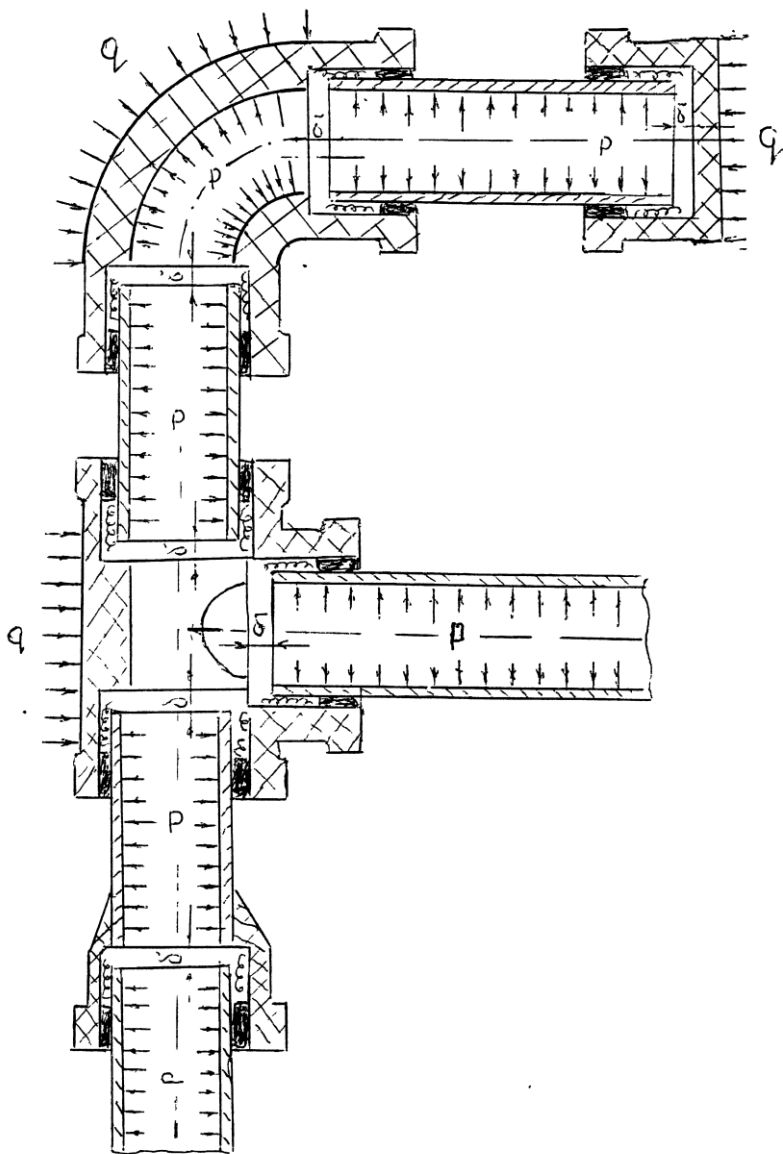


Рис. 1

трубопровод поперечных ответвлений, а также на тупиковых участках трубопроводов под действием усилия гидростатического давления наполнителя. С целью исключения выпадения раструбов с поверхностями трубопроводов на указанных участках трассы устанавливают жесткие опоры, удерживающие усилия гидростатического давления наполнителя.

Полагают, что промасленный пеньковый уплотнитель и чеканка раструбного соединения асбестоцементной крошкой продольному перемещению цилиндрического трубопровода в раструбах существенных препятствий не создают и поэтому считают, что раструбные соединения трубопроводов представляют собой подвижные в продольном направлении соединения как в сторону вдвигания трубопровода в раструб, так и в сторону выдвигания из него. В результате изложенных представлений о работе трубопроводов водоснабжения и канализации получается, что с точки зрения прочности все они работают лишь на действии окружающих напряжений, создаваемых внутренним давлением наполнителя.

Практика эксплуатации трубопроводов водоснабжения и водоотведения показывает, что их прочность по окружным напряжениям обеспечивается. Но к недоумению обслуживающего трубопроводы персонала они чаще разрушаются от больших продольных перемещений в раструбе (“выпадение” цилиндрического трубопровода из раструба), или их “излома”, которых по установившимся представлениям о работе раструбных соединений не должно быть.

Разумеется, причиной “выпадения” цилиндрического трубопровода из раструба может служить ненадежное крепление жесткими опорами на угловых участках трассы трубопровода, на участках врезки в магистральный трубопровод поперечных ответвлений или на торцевых участках трубопровода. Если это так, то “выпадение” трубопровода из раструба должно происходить на коленах поворота трассы трубопровода, на тройниках врезки в магистральный трубопровод поперечных врезок или на торцевом участке трубопровода. Указанное несоответствие крепления является нарушением технологии сборки трубопроводов, которого допускать нельзя. Но практика эксплуатации трубопроводов водоснабжения и водоотведения показывает, что “выпадение” трубопроводов из раструбов происходит и при полном соблюдении технологии сборки и не обязательно в указанных выше участках раструбного соединения трубопроводов.

Чтобы установить истинные причины “выпадения” трубопроводов из раструбов и их излома нужно более подробно исследовать явления, происходящие в раструбных соединениях труб.

Раструбное соединение трубопроводов, как оно выполняется по существующей технологии, нельзя считать одинаково подвижным на движение и выдвигание в продольном направлении. Поскольку обод

раструба ограничивает радиальное перемещение цилиндрического трубопровода, воспринимающего внутреннее давление наполнителя, между поверхностями трубопровода и раструба возникают силы трения покоя, увеличенные силами сцепления указанных поверхностей с расчеканенной асбестоцементной крошкой. В пределах продольных сил, действующих на трубопроводы, удерживаемых силами трения покоя, раструбное соединение трубопроводов выступает как неподвижное в продольном направлении соединения. Если же продольная сила, действующая на раструбное соединение, превысит продольную силу трения покоя, в раструбном соединении происходит взаимное перемещение – на мгновение раструбное соединение становится подвижным в продольном направлении. Указанное перемещение может быть в сторону движения трубы в раструб, к примеру, от температурных напряжений сжатия, возникающих в трубопроводе и раструбе в результате положительного перепада их температуры эксплуатации по сравнению с температурой укладки в грунт и в сторону выдвижения трубопровода из раструба при обратном перепаде температуры эксплуатации. Взаимное перемещение трубопроводов в раструбных соединениях могут протекать в статическом режиме, но более вероятно, в динамическом режиме.

В результате изложенного приходится признать, что раструбное соединение трубопроводов до каких то величин продольных сил, возникающих в трубопроводах, остается неподвижным в продольном направлении. При достижении продольной силы предельного значения раструбное соединение на мгновение становится подвижным, тем самым устраняет накопившееся в трубопроводах продольное усилие. При этом необходимо учесть, что предельное усилие “срыва” покоя для каждого раструбного соединения будет разным и разным будет оно на движение и выдвижение даже для одного раструбного соединения. Разные сочетания характеристик раструбных соединений в отдельных блоках трубопроводов могут вызвать в них различные аварийные ситуации.

Очень вероятно выпадение цилиндрического трубопровода из раструба происходит в следующем порядке. В трубопроводах с раструбными соединениями найдутся отдельные блоки трубопроводов, в которых одно или несколько раструбных соединений позволяют взаимное продольное перемещение движения, но ни одно из соединений в блоке не позволяют обратного выдвижения цилиндрического трубопровода в раструб. В указанном блоке трубопроводов в зимних условиях эксплуатации трубопровода суммарные температурные деформации сокращения трубопроводов компенсируются за счет выдвижения цилиндрических частей трубопроводов из раструбов в соединениях, позволяющих продольное выдвижение. С переходом условия эксплуатации трубопровода в летних

условиях все трубопроводы блока стремятся к температурному удлинению. Но ни одно из раструбных соединений в блоке не позволит движению цилиндрических частей трубопроводов в раструбы. В этих условиях рассматриваемому блоку трубопроводов приходится компенсировать температурные удлинения трубопроводов за счет боковых перемещений трубопроводов от продольной оси трассы. По подобию потери продольной устойчивости сжатого стержня прямолинейный блок трубопроводов приобретает не восстанавливаемую ломаную ось. С наступлением зимних условий эксплуатации трубопровода температурное сокращение длин указанных трубопроводов происходит за счет дополнительного выдвижения цилиндрических частей трубопроводов в тех же раструбных соединениях, которые позволяли и позволяют выдвижение труб. Обратное изменение температуры эксплуатации трубопровода ведет к дополнительному увеличению угла излома оси блока трубопроводов. Так из года в год до полного выпадения цилиндрической части трубопроводов из раструбов или “излома” одного из трубопроводов. Для безаварийной работы трубопроводов водоснабжения и водоотведения необходимо, чтобы все раструбные соединения обеспечили возможность действительного свободного перемещения трубопровода в раструб и из раструба; или вообще исключить возможность продольного перемещения труб в раструбных соединениях. Обеспечение возможности перемещения трубопроводов в раструбах лишь в одну сторону ведет к опасному накоплению зазоров между торцами труб на одном участке трубопровода и к не менее опасному накоплению излома на других участках трубопровода. Усугубляющим фактором излома труб является начальный излом оси трубопроводов, оставляемый после сборки раструбных соединений.

Список использованной литературы

1. В. И. Калицун, В. С. Кедров, Ю. М. Ласков Гидравлика, водоснабжение и канализация: Учеб. Пособие для вузов. М.: ОАО «Издательство «Стройиздат», 2004. – 397 с.: ил.
2. Б. Ф. Белецкий, Н. И. Зотов, Л. В. Ярославский Конструкции водопроводно-канализационных сооружений: Справ. пособие. М.: Стройиздат, 1989. – 448 с.: ил.

**ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ
В РАСТРУБНЫХ СОЕДИНЕНИЯХ ТРУБОПРОВОДОВ**

ВОДОСНАБЖЕНИЯ И ВОДООТВЕДЕНИЯ

И.А. Чернов, Г. Н. Дмитриев, В.А. Щёкотов, Р. А. Михайлов
г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

Системы водоснабжения и водоотведения состоят из отдельных чугунных труб, соединенных между собой раструбными соединениями (рис.1.) В раструбном соединении цилиндрическая часть одной трубы сопрягается с раструбом соседней трубы посредством телескопического соединения с определенным зазором, заполняемым промасленным пеньковым уплотнителем и асбестоцементной крошкой, забиваемой в зазор чечанкой.

Отработанная конструкция и технология сборки раструбного соединения так просты и на первый взгляд так же надежны, что даже трудно предположить, что при эксплуатации трубопроводов с указанными соединениями могут возникнуть их разрушения. К сожалению практика эксплуатации систем водоснабжения и водоотведения показывает, что в любом городе ежедневно происходит несколько зарегистрированных аварий, связанных с разрушением трубопроводов.

Прочность трубопроводов водоснабжения и водоотведения рассчитывается на действие в них окружных (кольцевых) напряжений, вызываемых внутренним давлением “ p_o ” транспортируемого наполнителя, определяемых соотношением [1]

$$\sigma_o = \frac{p_o D_y}{2h} \quad (1)$$

где $D_y = D_{вн}$ – внутренний (условный) диаметр цилиндрической части трубопровода, $h = \frac{D_n - D_{вн}}{2}$ – толщина стенки цилиндрической части трубопровода, D_n – наружный диаметр цилиндрической части трубопровода.

Принято считать, что раструбное соединение трубопроводов обеспечивает свободное продольное перемещение цилиндрической части трубопровода в раструбе соседнего трубопровода, что исключает возможность возникновения в трубопроводах продольных напряжений и сил. При этом на участках поворота трассы трубопроводов и на тупиковых прямолинейных трубопроводах, где гидростатическое давление наполнителя создает растягивающее усилие, с целью исключения стаскивания раструба с поверхности цилиндрической части трубопровода устанавливаются жесткие опоры, воспринимающие указанные усилия в трубопроводах.

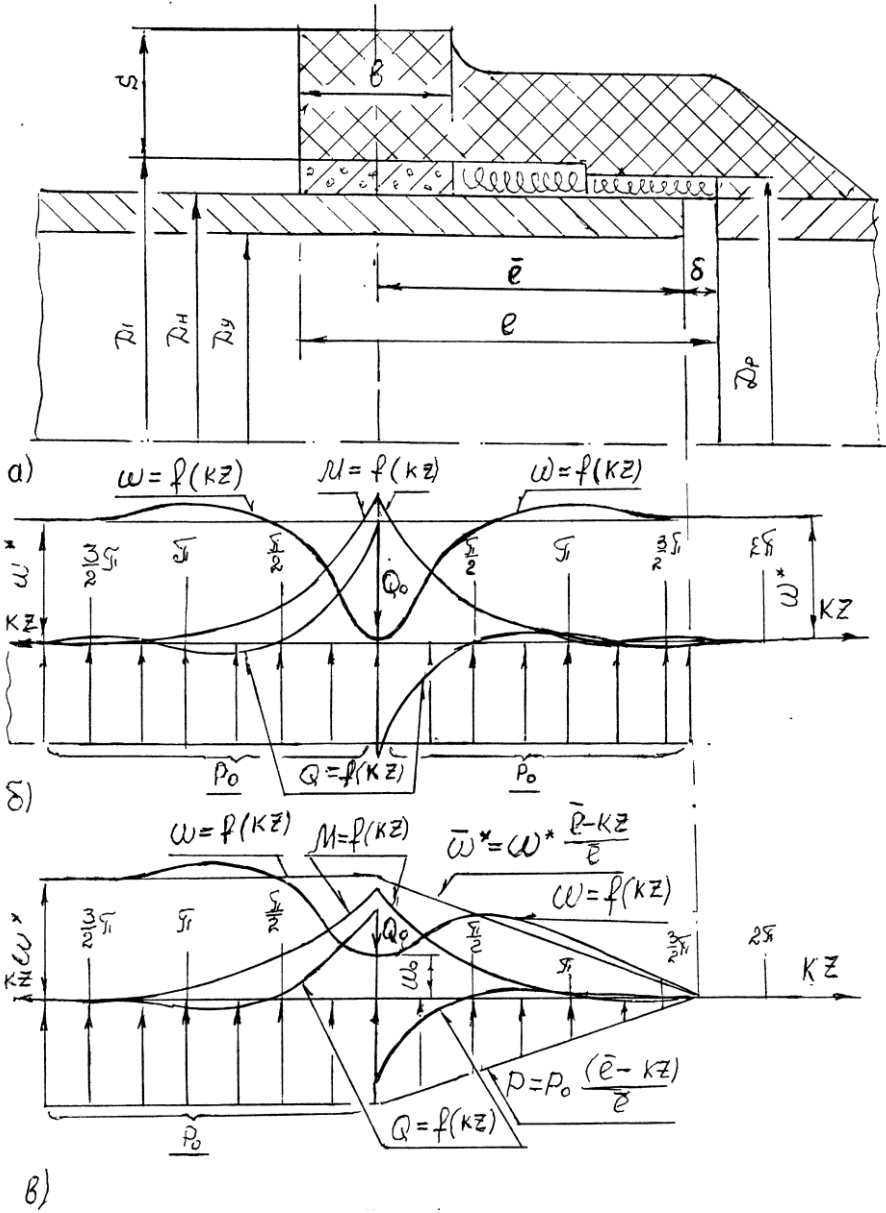


Рис.1

В результате получается, что трубопроводы водоснабжения и водоотведения, сопряженные раструбными соединениями, с точки зрения прочности работают на воздействие лишь окружных напряжений. В то же время анализ преимущественных видов разрушения трубопроводов приводят к выводу о том, что причиной их разрушения скорее явились не окружные напряжения, а продольные напряжения или напряжения изгиба. Изложенное вызывает необходимость более подробного исследования напряженно-деформированного состояния труб водоснабжения и водоотведения в области их раструбного соединения. Чугунный трубопровод, воспринимающий внутреннее давление наполнителя p_o , ограниченный от радиального перемещения стенки раструбом соседнего трубопровода, схематично представляет цилиндрическую оболочку, нагруженную внутренним давлением наполнителя p_o , ограниченную от радиального перемещения стенки ободом раструба соседнего трубопровода, рис.1б. Деформированное состояние стенки цилиндрической оболочки, нагруженной внутренним давлением p_o и, на оси обода раструба соседнего трубопровода ограниченной от радиального перемещения стенки, описывается соотношением [2] и [3] $\omega = \omega^* + Ce^{-kz} \sin(\Theta z + \varphi)$ (2)

где ω – радиальное перемещение стенки оболочки в сечении, расположенном на расстоянии kz от оси обода раструба; $\omega^* = \frac{p_o \cdot D_y^2}{4Eh}$ – радиальное перемещение стенки оболочки в сечениях, расположенных за пределами зоны влияния ограничителя перемещений; $k = \sqrt[4]{\frac{48(1-\nu^2)}{D_y^2 h^2}}$ –

коэффициент приведения расстояния рассматриваемого сечения до оси раструба к безразмерной величине; $e = 2,718\dots$ – основание натурального логарифма; E – модуль упругости материала трубопровода; ν – коэффициент Пуассона материала трубопровода, C и φ – постоянные коэффициенты, определяемые из краевых условий деформации оболочки.

Угол наклона Θ продольной касательной к стенке оболочки с ее продольной осью, изгибающий момент M и поперечная сила Q в сечении трубопровода определяются соотношениями:

$$\left. \begin{aligned} \Theta = \frac{d\omega}{dz} = Ck\sqrt{2}e^{-kz} \cos(\Theta z + \varphi + 45^\circ); \quad M = D \frac{d\Theta}{dz} = -2DCk^2 e^{-kz} \cos(\Theta z + \varphi); \\ Q = \frac{dM}{dz} = \frac{d^3\omega}{dz^3} = -2\sqrt{2}DCk^3 e^{-kz} \cos(\Theta z + \varphi + 45^\circ); \end{aligned} \right\} (3)$$

где $D = \frac{E \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2)}$ – цилиндрическая жесткость стенки оболочки на изгиб.

Принимая для цилиндрического участка трубопровода обод раструба соседнего трубопровода как жесткую опору с крайевыми условиями

$$\omega_{z=0} = \omega^* + C \sin \varphi = 0, \Theta_{z=0} = Ck\sqrt{2} \cos \varphi + 45^\circ = 0$$

получаем $C = -\sqrt{2}\omega^*$, $\varphi = 45^\circ$, а по (2) и (3) получим:

$$\left. \begin{aligned} \omega &= \omega^* \left[-e^{-kz} \sqrt{2} \sin \left(kz + 45^\circ \right) \right] \Theta = 2k\omega^* e^{-kz} \sin kz, \\ M &= 2\sqrt{2}Dk^2 \omega^* e^{-kz} \cos \left(kz + 45^\circ \right), Q = -4Dk^3 \omega^* e^{-kz} \cos kz. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Условные графики изменения перемещения ω и силовых факторов M и Q в цилиндрической части трубопровода в окрестности охвата ее раструбом соседней трубы показаны на рис. 1б.

При решении конкретных задач по известным геометрическим и механическим характеристиками трубопровода, а также величине избыточного давления наполнителя определяются силовые факторы в трубопроводе и действующие напряжения в нем. Задача определения радиальных перемещений и силовых факторов в цилиндрической части трубопровода в окрестности раструба соседнего трубопровода может быть решена более корректно с учетом реальной жесткости на растяжение обода раструба и неравномерного распределения давления наполнителя на цилиндрический трубопровод.

На площади взаимодействия обода раструба с цилиндрическим трубопроводом на ширине “ b ” (рис.1а) асбестоцементной чеканки все указанные элементы соединения работают совместно на воздействие внутреннего давления p_o . Поскольку асбестоцементный слой в чеканке не способен воспринимать окружные растягивающие напряжения, а способен лишь передавать радиальные сжимающие напряжения от цилиндрической части трубопровода на обод раструба без учета деформации сжатия пакета определяется радиальное перемещение его в радиальном направлении

$$\omega_o = \frac{p_o D_y^2}{4E(\epsilon + s)} \quad (5)$$

где s – толщина стенки обода раструба. В этом случае по крайевому условию

$$\omega_o = \bar{C}_1 + \omega^* \text{ получим } \bar{C}_1 = \omega_o - \omega^* = -\frac{p_o D_y^2 s}{4Eh(\epsilon + s)}, \quad (6)$$

и соотношения (2) и (3) для цилиндрического участка в левую сторону от оси обода раструба (рис. 1в) записываются в виде:

$$\left. \begin{aligned} \omega &= \bar{C}_1 \sqrt{2} e^{-kz} \sin(\alpha z + 45^\circ) \} \omega^*, \Theta = 2k \bar{C}_1 e^{-kz} \sin kz, \\ M &= 2\sqrt{2} Dk^2 \bar{C}_1 e^{-kz} \cos(\alpha z + 45^\circ) \} Q = -4Dk^3 \bar{C}_1 e^{-kz} \cos kz. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

В правую сторону от оси обода раструба на цилиндрический трубопровод действует неравномерно распределенная нагрузка p . Закон распределения нагрузки p на этом участке трубопровода можно принять по равномерно убывающему (треугольному) закону (рис.1в) $p = \frac{p_o}{\bar{l}} (-kz)$, где

\bar{l} – расстояние от оси обода раструба до торца цилиндрического трубопровода. Для указанного участка трубопровода иным будет и свободное радиальное перемещение $\bar{\omega}^* = \frac{pD_y^2}{4Eh} = \frac{p_o}{4Eh\bar{l}} (-kz)^2$, соответственно

получим: $\tilde{C}_1 = \frac{\bar{C}_1 (-kz)}{\bar{l}} = -\frac{p_o D_y^2 s (-kz)}{4Eh(\alpha + s\bar{l})}$. Тогда для участка трубопровода вправо от оси обода раструба получим:

$$\left. \begin{aligned} \omega &= \tilde{C}_1 \sqrt{2} e^{-kz} \sin(\alpha z + 45^\circ) \} \bar{\omega}^*, \Theta = 2k \tilde{C}_1 e^{-kz} \sin kz, \\ M &= 2\sqrt{2} Dk^2 \tilde{C}_1 e^{-kz} \cos(\alpha z + 45^\circ) \} Q = -4Dk^3 \tilde{C}_1 e^{-kz} \cos kz. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Условные графики изменения перемещения ω и силовых факторов M и Q для левой и правой стороны трубопровода от оси обода раструба показаны на рис.1в. Фиксированные значения перемещения ω , силовых факторов M и Q , условные графики изменения указанных параметров (рис.1б), в определены для конкретного трубопровода и конкретного вида нагружения с характеристиками: $D_y = 100\text{мм}$, $D_n = 118\text{мм}$, $D_l = 137\text{мм}$, $D_p = 131\text{мм}$,

$b = 27\text{мм}$, $s = 28\text{мм}$, $\bar{l} = 80\text{мм}$, $h = 9\text{мм}$, $p_o = 1\text{МПа}$, $E = 1 \cdot 10^5 \text{МПа}$, $\nu = 0,3$

и дали следующие результаты: $k = 0,857\text{см}^{-1}$, $D = 66,76 \cdot 10^3 \text{кг см}$,

$$\omega^* = 278 \cdot 10^{-6} \text{см}, M_{\max, z=0} = 27,26 \text{кг см см}^{-1}, Q_{\max, z=0} = 46,73 \text{кг см}^{-1}.$$

которые позволили определить максимальные напряжения в опасном сечении трубопровода: $\sigma_o = 5,55\text{МПа}$, $\sigma_{o, \max} = \pm 20,2\text{МПа}$, $\tau_{\max} = 7,788\text{МПа}$

Решение задачи с учетом реальной жесткости обода раструба дали:

$$\bar{C}_1 = 210 \cdot 10^{-6} \text{см}, \omega_o = 65,5 \cdot 10^{-6} \text{см}, M_{\max, z=0} = 20,6 \text{кг см см}^{-1}, \tau_{\max} = 5,875\text{МПа},$$

$$Q_{\max, z=0} = 35,25 \text{кг см}^{-1}, \sigma_{o, \max} = \pm 15,26 \text{МПа}.$$

Приведенные расчеты показывают, что продольные напряжения изгиба в стенке цилиндрической части трубопровода в сечении оси, обода раструба существенно больше расчетных окружных напряжений в трубопроводе,

поэтому, пренебрежение ими может явиться одной из причин разрушения водопроводов в процессе их эксплуатации. В раструбном соединении цилиндрического трубопровода с раструбом соседнего трубопровода между указанными элементами соединения возникают существенные радиальные усилия, которые уменьшают или вообще исключают возможность продольного перемещения цилиндрического трубопровода в раструбе соседнего трубопровода. Поэтому нельзя считать обоснованным отбрасывание возможности появления продольных сил в раструбном соединении между цилиндрическим трубопроводом и раструбом соседнего трубопровода, основываясь лишь на ложных интуитивных представлениях о распределении сил и напряжений в указанных соединениях. Объективная задача исследования напряженно-деформированного состояния в трубопроводах водоснабжения и канализации должна учитывать возможности работы раструбного соединения как подвижного, так и как неподвижного соединения. Возникающие при этом дополнительные продольные напряжения растяжения или сжатия в опасном сечении раструбного соединения существенно могут повлиять на суммарные продольные напряжения изгиба и растяжения или изгиба и сжатия, что, безусловно, отразится на условии прочности трубопроводов в раструбном соединении.

Однако необходимо заметить, что не сами продольные напряжения и усилия и напряжения изгиба представляют опасность для живучести трубопроводов водоснабжения и канализации, а существенную опасность создает отсутствие идентичности возможности продольного перемещения трубопроводов в раструбных соединениях. Из множества раструбных соединений в трассе некоторые из них оказываются более подвижными на выдвижение труб или, наоборот на вдвигание и неподвижными на обратное движение. В трассе из таких трубопроводов возможно “накопление” выдвижения труб или вдвигания, которые, как правило, кончатся аварией.

Список использованной литературы

1. Айнбиндер А.Б., Камергитейн А.Г. “Расчет магистральных трубопроводов на прочность и устойчивость” М. Недра, 1982.
2. Феодосьев В.И. “Сопrotивление материалов” М. Наука, 1970.
3. Чернов И.А., Ахмеров А.Ф. “Деформация цилиндрической оболочки под действием внутреннего давления и осевых нагрузок” ИВУЗ “Авиационная техника” № 1 1974, Казань.

УСИЛЕНИЕ БЕЗРАСКОСНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФЕРМ, РАБОТАЮЩИХ В МЕСТАХ ПЕРЕПАДОВ ВЫСОТ

А.Г.Лукин

Чебоксары, Чувашский государственный университет им. И.Н.Ульянова

С.Н.Степанов

Чебоксары, ЗАО ПСП «Гражданпромстрой»

В статье описан опыт усиления безраскосных сегментных ферм покрытия более низких пролетов зданий с перепадами высот для случая, когда пролеты разновысоких частей здания расположены параллельно друг другу. В этом случае стропильные фермы более низкого пролета работают на несимметричное нагружение снеговой нагрузкой из-за образования снегового мешка в месте перепада высот. В случае с сегментными фермами образующийся снеговой мешок получается значительно большим, чем в любых других случаях, из-за понижения покрытия на сторону перепада высот здания (особенно, если плиты покрытия смонтированы непосредственно по верхнему поясу фермы без стальных столбиков, уменьшающих уклон покрытия). В этой ситуации в узлах ферм возникают очень большие изгибающие моменты, которые могут привести к появлению трещин в узлах и потере несущей способности ферм.

Усиления таких ферм предлагается выполнять установкой дополнительных раскосов.

Рассмотрим данную ситуацию на примере обследования и усиления стропильных ферм покрытия склада ленты Чебоксарского агрегатного завода.

Здание склада расположено на производственной площадке ОАО «Чебоксарский агрегатный завод» г. Чебоксары. Здание склада не отапливаемое, одноэтажное, однопролетное, прямоугольное в плане с размерами в осях 18 x 84 м с полным каркасом с сеткой колонн 12 x 18 м, пристроено к зданию склада шихтовых материалов. Высота здания склада до низа стропильных конструкций 10,8 м, до верха парапета - 12,6 м. Высота здания склада шихтовых материалов, к которому пристроено здание склада, до верха парапета 18,0 м.

Здание склада с полным каркасом, состоящим из сборных железобетонных колонн и сборных железобетонных безраскосных ферм по которым уложены сборные железобетонные ребристые плиты покрытия 3,0 x 12,0 м. Крыша - бесчердачная, совмещенная с покрытием, с рубероидной кровлей и внутренним водостоком.

Стропильные фермы – предварительно напряженные сборные железобетонные безраскосные кругового очертания пролетом 18 м, высотой фермы в середине пролета 3 м на опорах 0,88 м. Ширина сечения элементов

фермы 280 мм, высота сечения верхнего пояса 340 мм, нижнего - 380 мм, стоек 300 мм. Фермы расположены с шагом 12 м. Предварительно напряженная арматура нижнего пояса фермы класса А-Шв. Фермы выполнены по серии 1.463-3 вып. II. Марка ферм – ФБ18IV-13АШв.

Выполненное визуальное обследование состояния безраскосных стропильных ферм показало, что в этих конструкциях имеются дефекты, связанные с их перегрузкой. На момент обследования (май 2004 года) состояние стропильных ферм, расположенных в торцах здания, и несущих меньшую нагрузку, удовлетворительное. Состояние остальных ферм не удовлетворительное: все фермы имеют нормальные и наклонные трещины практически во всех промежуточных узлах верхнего и нижнего пояса с шириной раскрытия (при отсутствии временной нагрузки) от 0,1 до 0,5 мм (см. фото 1). При этом инструментальное исследование прочности бетона и схем армирования конструкций показало, что прочность бетона ферм не ниже проектной, а армирование конструкций соответствует проектному.



Фото 1. Нормальные трещины в вутах верхнего пояса фермы

Появление нормальных трещин по краям вутов в узлах ферм свидетельствует о возникновении больших изгибающих моментов в узлах

фермы, превышающих по величине допустимые для данной конструкции фермы и связанных с несимметричным характером приложения временной нагрузки (односторонний снеговой мешок). Для устранения этих дефектов необходимо уменьшить изгибающие моменты в узлах фермы.

Для уменьшения величин изгибающих моментов, возникающих в узлах фермы, было принято решение установить дополнительные раскосы в ячейках ферм, образованных поясами и стойками ферм. Были рассмотрены варианты установки раскосов, работающие на сжатие, в первой и второй ячейках ферм (второй и третий проем от опоры фермы со стороны снегового мешка) в разной комбинации.



Фото 2. Фермы после усиления

Результаты выполненных расчетов показали, что при введении в расчетную схему сжатых раскосов с шарнирными связями, изгибающие моменты в узлах фермы от снеговой нагрузки уменьшаются на 11 % при установке одного раскоса в первой со стороны оси П ячейке фермы. При установке двух раскосов (в первой и второй со стороны оси П ячейках фермы) изгибающие моменты в узлах фермы от снеговой нагрузки уменьшаются на 34 %. При установке одного раскоса только во второй со

стороны оси II ячейке фермы изгибающие моменты в первом нижнем узле фермы наоборот увеличиваются.

Усиление было выполнено установкой двух дополнительных раскосов из стальных труб (см. рис. 2). Для выборки зазоров и включения в работу раскосы преднапрягли за счет затяжки винтов, установленных в торцах раскосов, примыкающих к верхнему узлу фермы, крутящим моментом 30 кгс·м. Фасонки крепления раскосов к упорным площадкам, расположенным в верхних узлах фермы, приваривались только после преднапряжения раскосов.

После установки дополнительных подкосов трещины в вутах фермы закрылись. Усиление было выполнено в августе 2004 года. Наблюдение за состоянием ферм в течение зимнего периода 2004 - 2005 г.г. показало, что раскрытия трещин в вутах даже при достаточно больших снеговых нагрузках (см. рис. 3) не происходит.



Фото 3. Снеговая нагрузка на покрытие в начале апреля 2005 года

К ПОВРЕЖДАЕМОСТИ СВЕСОВ ПОЛОК ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК СОСРЕДОТОЧЕННОЙ НАГРУЗКОЙ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Ф.Х.Ахметзянов, В.А.Бухтулов, О.В.Радайкин, Казанский государственный архитектурно-строительный университет

При обследованиях конструкций покрытий зданий Казанской птицефабрики после 20...30 лет эксплуатации были выявлены участки образования и развития трещин в полках железобетонных балок таврового профиля под опорами ребер плит покрытия 3 x 6 м. Балки пролетом 6 м и высотой 0,6 м, имели толщину стенки 8 см, ширину полки 30 см, размеры консольного свеса полки 11см, при толщине полки 12 см. Прочность бетона на сжатие в полках колебалась от проектной с коэффициентом изменчивости в разных зданиях от 15 до 28 %.

В традиционной практике проектирования и строительства не контролируются разбросы прочности конструктивных элементов в масштабах объекта, как и не учитывается возможное снижение прочностных характеристик с течением времени от различных причин : микрорастрескивания от градиентов температурно-влажностных воздействий, при уменьшении площади опирания местной сосредоточенной нагрузки, от периодического воздействия протечек при разгерметизации гидроизоляции кровли, резкого перепада температур при ремонтах или непредвиденных прекращенииа отопления в осенне-зимний период, перегрузки покрытия при наращивании стяжек и дополнительных слоев кровли при ремонтах и др.

Цель данной статьи - показать необходимость оценок вероятности минимальной прочности материала при фактическом коэффициенте вариации и проверки возможности трещинообразования от снижения прочностных характеристик при продолжительной эксплуатации элементов нагруженных близко к расчетной величине.

Используем гипотезу нормального распределения прочностной характеристики. Предварительно определим величину отклонения от средней прочности R_b [1]

$$R = \overline{R} (1-1,64 \times 0,135) = 0,78$$

Фактическое минимальное

$$R = \overline{R} (1-1,64 \times 0,25) = 0,59 \overline{R} ;$$

При делении на коэффициент надежности по материалу

$$R_{\min} = 0,78 \overline{R} / 1,3 = 0,6 \overline{R} ;$$

Следовательно, при коэффициенте вариации прочности более 0,25 расчетное сопротивление бетона становится ниже нормируемого СнИП 52-101-2003.

Представляется, что после монтажа плит покрытия необходим неразрушающий контроль величин прочности бетона в полках балок у зон опирания ребер плит покрытия (для предотвращения последующего локального трещинообразования и развития трещин при условии, что коэффициент вариации прочности V_R не превышает 0,25 по совокупности проверяемых участков.

Следует отметить необходимость учета при проектировании возможности значительных колебаний температуры в помещениях здания. При этом под опорами ребер плит возникающие силы трения (произведение опорного давления на коэффициент трения) являются причиной дополнительного изгибающего момента относительно центра тяжести по высоте полки балок. Изменение температуры даже на 15° вызывает деформации на поверхности полки балки от укорочения или удлинения ребра плиты (равные произведению коэффициента температурного расширения бетона 10^{-5} на приращение температуры) превышающие среднюю предельную растяжимость бетона 0,0001. Появившаяся трещина (шириной до 0,06 мм имеет заглублиение в полку балки [2] $0,06 \times 400 = 24$ мм, что вызывает уменьшение высоты полки балки в сечении с трещиной, возрастающее при циклических изменениях температуры, влажности нагрузки, приводя несколько времени спустя (в данном случае через 26 лет) к необходимости усиления участков полки.

Отметим, что допускаемое нормами раскрытие трещин в 0,3 мм [1] в железобетонных элементах, в рассматриваемых здесь полках будет $0,3 \times 400 = 12$ см - сквозным (как, очевидно, и в незначительной толщины оболочках; в том числе, по-видимому, и в оболочке обрушившегося московского «Аквапарка»). Поэтому, в таких случаях для конструктивных бетонных и железобетонных элементов, малой толщины необходимо или ограничение раскрытия трещин (чтобы в сечении с трещиной уменьшение размера не превосходило, например 5 %, не уменьшало существенно показателей надежности, или предусматривать компенсацию в таких сечениях резервами прочности бетона, дополнительного армирования, местного усиления площадок приложения сосредоточенных нагрузок.

Снижение прочности бетона с течением времени при одноосном напряженном состоянии предлагалось исследователями определять по выражениям :

$$R(t) = R_0 - \beta \lg t \quad [3],$$

$$R(t) = R_0 e^{-A \alpha t} \quad [4],$$

где R_0 , β ; A , α - начальная прочность и опытные коэффициенты, учитывающие структурные параметры;

t - продолжительность нахождения материала под нагрузкой.

Среднее расстояние вероятного трещинообразования по длине бетонного или слабоармированного конструктивного элемента можно оценивать по теории выбросов за определенный уровень случайной функции прочности нормального распределения [5].

Литература

1. СП 52-101-03. Свод правил «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры».
2. Ахметзянов Ф.Х., Арсентьев Е.З. О соотношении заглубления трещин в бетоне к ширине их раскрытия на поверхности бетонных и железобетонных конструкций. Тезисы докладов 2 всероссийской конф. 6-7 июля 1999 г. «Новое в архит., проектир. строит. конструкций и реконструкции». НАСКР-99. Чебоксары, 1999.
3. Яшин А.В. Деформации бетона под длительным воздействием высоких напряжений и его длительное сопротивление при сжатии. Сб.науч.трудов НИИЖБ «Особенности деформаций бетона и железобетона и использование ЭВМ для оценки их влияния на поведение конструкций. М.: Стройиздат, 1969.
4. Ахметзянов Ф.Х. К оценке прочности и долговечности повреждаемых бетонных и железобетонных элементов. Казань, Новое знание.
5. Ахметзянов Ф.Х. К оценке расстояния между трещинами в бетонных и слабоармированных железобетонных изгибаемых и сжатых элементах с использованием теории выбросов случайных функций. НАСКР-2001, Чебоксары, 2001.

СТРОИТЕЛЬНОЕ ОБРАЗОВАНИЕ

К СОЗДАНИЮ ЭЛЕКТРОННОГО УЧЕБНИКА ПО КАМЕННЫМ И АРМОКАМЕННЫМ КОНСТРУКЦИЯМ

Б.С. Соколов

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Характерными особенностями образовательного процесса в высшей школе в настоящее время является сокращение аудиторных занятий, увеличение объема самостоятельной работы студентов, бакалавров и магистров дневной формы обучения, внедрение дистанционного обучения, двухуровневая подготовка специалистов по направлениям и специальностям.

В таких условиях изложение учебного материала только в традиционной форме (на бумажном носителе) приводит к увеличению количества плохо воспринимаемых пользователем страниц изданий. С самого начала знакомства вид «пухлых» учебников отпугивает психологически. Кроме того, переиздаются такие труды через несколько лет, т.к. требуют достаточных финансовых вложений.

Одним из выходов из создавшейся ситуации является разработка электронных учебников (пакетов). Отличительной их чертой может стать доступность (Internet), быстрая адаптация к изменяющимся условиям, возможность при необходимости вывести информацию на бумажный носитель. Для соответствия современным требованиям необходимо, чтобы такие издания не повторяли традиционные, а были снабжены новыми педагогическими приемами, профессиональными достижениями, информационными особенностями, позволяющими добиться главной цели – глубокого усвоения материала.

На рис. показано наше (не бесспорное) представление о модели электронного учебника по специальной дисциплине – каменные и армокаменные конструкции. Она содержит два блока.

Первый блок – блок смежных дисциплин – для рассматриваемой дисциплины это прежде всего строительные материалы и строительная механика. Информацию блоков рекомендуется заполнить соответствующим кафедрам по предложению ведущей в виде вопросов для проверки остаточных знаний и, в случае необходимости, справочного (подсказывающего) материала.

Второй блок – профессиональный – отражает специфику дисциплины. Он состоит из лекционного (теоретического) курса, практических, лабораторных занятий, курсового и дипломного проектирования, НИРС.

Лекционный материал излагается голосом преподавателя непосредственным пояснением трудных разделов у доски, сопровождается мультимедийными вставками, а также в текстовом исполнении. Последнее позволяет пользователю часть материала перенести на бумажный носитель.

Практические занятия включают 16 тем, большая часть которых не традиционны, отражают актуальные вопросы, возникающие при проектировании. Например: расчет каменных кладок с учетом усадки и ползучести; расчет кладок из вибропрессованных бетонных блоков высокой пустотности, расчет кладок с поперечным армированием из просечно-вытяжных сеток; усиление кладок поперечным обжатием. В качестве НИРС предлагается рассчитать кладку по действующему СНиП и теории сопротивления анизотропных материалов сжатию и т.д. Информация снабжена вспомогательными блоками – ГОСТ, СНиП и т.д., позволяющими получить исчерпывающие данные, требуемые при расчетах. Схема построения занятий одинакова. Вначале, в качестве допуска, пользователь должен правильно (оценка фиксируется в контрольном журнале) ответить на теоретические вопросы. Затем кратко излагается суть темы, ее практическая направленность, иллюстрируя решения в виде блок-схемы и контрольный пример. Обучающийся в соответствии с шифром выбирает исходные данные, индивидуально решает задачу, отвечает на вопросы для самопроверки, сдает завершающую работу преподавателю. Последний, сравнивая полученные результаты с контрольными параметрами, делает вывод о завершении (зачете) задания.

Лабораторные занятия посвящены виртуальным испытаниям каменных кладок на сжатие; кладок, усиленных обоймами; кладок, усиленных поперечным обжатием. Особенностью изложения материала является наличие мультимедийных вставок, характеризующих не только фиксацию визуального наблюдения за поведением конструкций и приборов под нагрузкой, но и данных об изменении напряженно-деформированного состояния раствора и камня, полученных по результатам численных исследований каменных кладок. По имеющимся у нас данным такое представление о работе кладок излагается впервые.

Проектирование каменных кладок предусмотрено в первом курсовом и дипломном проектах. Тематика достаточно широкая – от традиционных столбов до диафрагм жесткости, висячих стен и т.д.

К моменту написания статьи разработан сценарий электронного пакета, составлены 16 практических и 3 лабораторных занятия.

Работа выполняется по программе «Развитие научного потенциала высшей школы» при участии ст.преп., к.т.н. Антакова А.Б., асс. Матвеева И.Ю., инж. Хусаиновой Е.Ф.

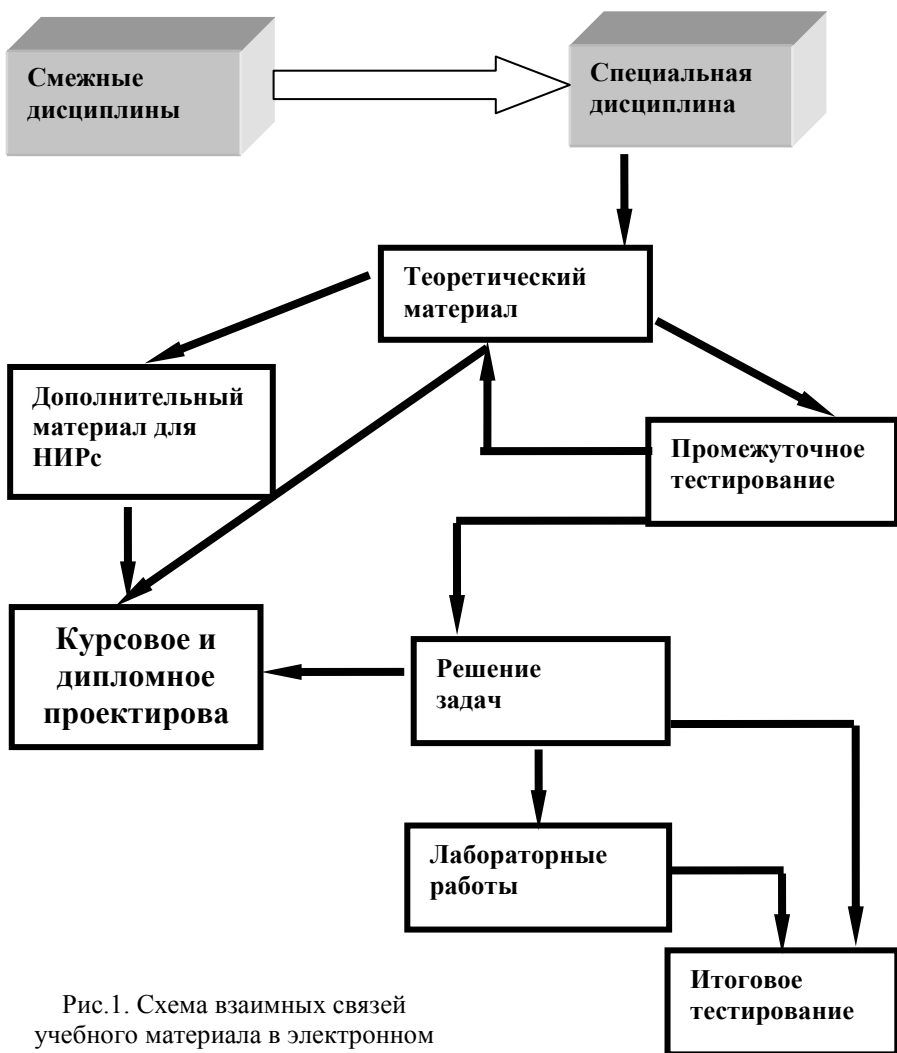


Рис.1. Схема взаимных связей учебного материала в электронном пакете дисциплины

ОБ ИЗМЕНЕНИИ ПРОЦЕССА КУРСОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ,
СОСТАВА И ТЕМАТИКИ ПРОЕКТОВ ПО ЖБК
ДЛЯ СПЕЦИАЛЬНОСТИ 290300

Б.С. Соколов

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

1. Цель предложений по изменению по программе курсового проектирования – создание сквозного проектирования на основе связей различных дисциплин: архитектуры, строительной механики, металлических, железобетонных и каменных конструкций, оснований и фундаментов. Для ее реализации необходимо, чтобы исполнитель владел компьютерной графикой и, желательно, хотя бы одним из вычислительных комплексов для выполнения расчетов конструкций зданий. При разработке проектов и расчетно-графических работ результаты должны быть сохранены на электронном носителе для последующего использования. При этом каждое последующее задание выдается с учетом предыдущего.

2. Об изменении состава и тематики курсовых проектов. Цель предложения – приблизить тематику проектов к реальности и создать возможность реализации сквозного проектирования. Ниже прилагаются направления по изложению тематики и объема курсового проекта. На протяжении 30 лет в его состав входит проектирование балочного междуэтажного перекрытия в двух вариантах: из монолитного и сборного железобетона. На наш взгляд, тематика и объем проекта имеет ряд недостатков:

- не отражает современных тенденций в строительстве;
- не в полной мере осуществляется связь с другими дисциплинами, в частности – со строительной механикой;
- расчетная часть завышена, например, только расчет на прочность сечений, нормальных к продольной оси, проводится три раза;
- однообразие конструктивных решений: отсутствие вариантов несущих систем зданий.

Предлагается рассматривать пятиэтажное трехпролетное зданий с неполным каркасом с различными дисками перекрытий:

- монолитные безбалочные перекрытия с постоянной и переменной толщиной плит;
- сборные безбалочные перекрытия;
- балочные сборно-монолитные перекрытия (типа системы «РАДИУС»);
- монолитные балочные с плитами, опертymi по контуру.

В состав проекта включены следующие этапы.

1. Компонировка конструктивной схемы. Используется выполненная при разработке проекта по кафедре архитектурного проектирования с уточнением.

2. Статический расчет плоской рамы. Используется алгоритм расчетов, выполненных по кафедре строительной механики. Результаты расчетов предлагается учитывать при выполнении проектов по дисциплинам: металлоконструкции, основания и фундаменты.

3. Расчет поперечной рамы по методу предельного равновесия для получения значений усилий с учетом их перераспределения.

4. Расчет железобетонных конструкций здания по предельным состояниям:

- перекрытий (плит, балок);
- колонн;
- фундаментов;
- каменных конструкций (варианты – простенок, стена подвала, прогонная или рядовая перемычка, карниз и т.д.).

5. Графическая часть – 1.5 листа формат А1; конструирование рассмотренных элементов здания.

При выполнении проекта рекомендуется рассматривать вопросы НИРС.

В текущем году кафедра ЖБ и КК КГАСУ приступила к реализации описанных выше предложений. Разработаны методические указания по всем 4 вариантам с индивидуальными заданиями и расчетами по новым нормам.

ИЗУЧЕНИЕ ОСНОВ ПРОГРАММИРОВАНИЯ НА ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫХ ФАКУЛЬТЕТАХ

Д.Н. Сёмкин, Т.М. Майорова

г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

Основы программирования должны занимать важное место в преподавании информатики (основ компьютерных технологий) любых инженерных специальностей вузов независимо от срока и формы подготовки специалистов (бакалавров, инженеров, магистров). Причиной этому являются не только требования, предъявляемые к высшему образованию в современных условиях, но и постоянное совершенствование рабочих программ компьютерных дисциплин, связанное с бурным развитием компьютерной техники и технологий в начале XXI века [1-3].

К сожалению, несмотря на большое расширение компьютерного парка в школах и накопление опыта преподавания информатики, при очевидном анализе работы с бывшими школьниками можно говорить, что у

большинства из них нет хорошей фундаментальной естественнонаучной подготовки, отсутствуют навыки сосредоточения мыслительного процесса в целях решения конкретных задач. У вновь поступивших первокурсников не хватает умений решать сложные и оригинальные задачи, требующие не механических навыков использования готовых программ для компьютера, а развитого логического и математического мышления, порой и “интеллектуальной мобилизации” для создания собственных прикладных программ.

В целях поддержания необходимого уровня высшего образования в рамках фундаментальных и естественнонаучных дисциплин изучение программирования на языках высокого уровня должно способствовать интеллектуальному развитию будущих специалистов-строителей, что позволит им более полно использовать компьютер в своей деятельности, “приподнимать” уровень работы своей организации на более высокие научные позиции.

Исторически (к началу 90-х годов) сложилось так, что подавляющее большинство студентов строительных специальностей России изучало язык Бейсик. Не исключение - и строительный факультет Чувашского государственного университета [4]. Вопреки пессимистическим ожиданиям язык высокого уровня Бейсик, существующий уже пятый десяток лет, не только не “вымирает” (как, скажем, язык Фортран), но и приобретает новые возможности. Это проявляется, естественно, в появлении нового поколения Бейсика - среды Visual Basic - с начала 90-х годов и новых версий его (Visual Basic for Applications, Visual Basic. NET и др.).

Достоинствами Visual Basic являются:

1. простота и наглядность, унаследованные от обычного Бейсика;
2. визуализация работы, подготовка оригинального пользовательского интерфейса программы как Windows-приложения;
3. развитие Visual Basic именно корпорацией MicroSoft, что позволяет осуществить надёжность совместной работы и самую полную совместимость Visual Basic с наиболее популярными и распространёнными программными продуктами (MS Word, MS Excel, MS Access и т.д.) и, наконец, в последних версиях Visual Basic. NET - включить перспективные возможности, связанные с работой в сети Интернет.

Безусловно, без знания обычного Бейсика программирование на Visual Basic будет очень затруднительным. На строительном факультете Чувашского госуниверситета планируется продолжение работы по анализу применений Visual Basic при решении разного рода инженерно-строительных задач.

По мнению авторов, изучение программирования может осуществляться по следующему этапам:

1. Общая подготовка. Обучение основам программирования (язык Бейсик) на первом и втором курсах как обобщение и развитие довузовских знаний. Программирование простых программ по наиболее типичным алгоритмам [4]. Знакомство с основами Visual Basic.
2. Углубленная подготовка (средние и старшие курсы вузов). Знакомство с программированием внутри систем компьютерной математики (таких как MathCAD или MAPLE) и проблемно-ориентированным программированием (например, в средах AutoCAD, ArchiCAD и т.п.). На этом основном этапе конкретная специальность и специализация студента определяют содержание работы. К примеру, инженеры-архитекторы уделяют большее внимание компьютерной графике, будущие специалисты по экономике строительства - освоению программирования баз данных, конструкторы - расчётам строительных конструкций, инженеры систем теплогазоснабжения и вентиляции - расчётам соответствующих инженерных сетей и т.д.
3. Научная подготовка (аспиранты, в будущем - магистры). Более подробное освоение объектно-ориентированного программирования в среде Visual Basic и проблемно-ориентированного программирования. Более полное изучение методов вычислительной математики для решения научных задач.
4. Предлагаемая система, разумеется, требует большой методической отработки и имеет целью не перегрузку учебных программ, а приведение их в соответствие с реальными требованиями и возможностями получения высшего и послевузовского образования на любом уровне, соответствующем как отечественной, так и мировой практике.

Литература

1. Сёмкин Д.Н. Информатика и компьютерные технологии в учебном процессе строительных специальностей / Тезисы Всероссийской научно-практической конференции “Внедрение информационных технологий в преподавание общетехнических и гуманитарных дисциплин” (Махачкала, 1998) Махачкала: Изд-во ДГПУ, 1998. С.36-37.
2. Сёмкин Д.Н. Новые компьютерные технологии в курсе информатики для инженерных специальностей вузов. В Сб.: Перспективные технологии автоматизации: Тезисы докладов международной электронной научно-технической конференции. - Вологда: ВоГТУ, 1999. С.175.
3. Сёмкин Д.Н. О преподавании компьютерных дисциплин студентам инженерно-строительных специальностей/ Матер. Всероссийской конференции “НАСКР”. Чебоксары - 2003. Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та, 2003. С. 135-137.

4. Сёмкин Д.Н. Основы программирования: Практикум / 2-е изд-е, перераб. и доп. Чебоксары: Изд-во Чуваш. университета, 2003. - 120 с.

К ПРОБЛЕМЕ КАЧЕСТВА ПОДГОТОВКИ СПЕЦИАЛИСТОВ.

Н.В.Иванова, А.Г.Николаева

г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

«Нам очень важно быть конкурентоспособными в сфере образования, в деле подготовки специалистов. Но я думаю, что мы действительно станем конкурентоспособны только в том случае, если будем все время повышать наш уровень образования, его качество. И, конечно, если ничего не будем слепо копировать, а будем творить сами».

В.А.Садовничий

Соотнесение качества образования с результатами жизнедеятельности общества показывает, что нашу систему высшего, среднего специального и среднего образования всегда найдется в чем упрекнуть. В ряду старых проблем, требующих решения стоит качество образования и его соответствие современным потребностям общества.

Существенную обеспокоенность вызывает качество образования на заочных и экстернатных отделениях ВУЗов, как государственных, так и не государственных. Также можно говорить и о снижении качества образования и на дневных отделениях, но уже из-за широкого участия студентов уже с первых курсов в трудовой деятельности, что не позволяет им полноценно учиться.

Это в свою очередь ведет к обесцениванию профессионального образования на рынке труда. Само по себе наличие диплома о высшем профессиональном образовании перестало быть свидетельством уровня подготовки специалистов. Работодатели вынуждены нести издержки при приеме молодых специалистов на работу.

Растет разрыв между требованиями к абитуриенту со стороны высшей школы и подготовкой, обеспечиваемой массовой средней школой. За последние годы уровень грамотности наших школьников снижается, большинство из них не обладает набором знаний и навыков достаточных для эффективного решения повседневных задач. Наши школьники не умеют распознавать практические задачи, формулировать их, переводить проблемы в форму задач, соотносить их с багажом полученных знаний, анализировать и оценивать результаты. Они обучены лишь воспроизводить заученное и решать задачи «по образцу». В связи с доступностью поступления за деньги

абитуранты такого качества становятся студентами ВУЗов, где должны получать высшее образование, структурная сущность которого заключается в выработке способности адекватно воспринимать и усваивать большие массивы сложной информации, а также в обучении сложным профессиональным навыкам. Большая часть молодых людей оказывается фактически неспособной плодотворно обучаться в Высшей школе, и многие из них даже не осознают плачевности ситуации. Можно часто слышать жалобы студентов на то, как сложно им учиться, что программа слишком обширна, учебный материал понимается плохо, и «зачем нам вообще все это надо». А вот жалобы на то, что им недодают знаний и умений по отдельным дисциплинам, слабо требуют, мало загружают самостоятельной работой, не услышишь практически никогда.

Разрешение животрепещущих проблем российского образования, его выживания и развития видится в изменении содержания образовательных программ и методов обучения, которые по многим направлениям пока гораздо менее эффективны, чем могли бы быть. При этом не стоит брать из-за рубежа недостатки, прежде всего – чрезмерно узкую специализацию и слабость фундаментальной подготовки.

Россия в 1999 г. подписала Лиссабонскую конвенцию, а с сентября 2003 г. стала полноправным участником так называемого Болонского процесса, в рамках которого был разработан механизм признания документов об образовании – внедрение единого для всех стран и понятного каждому Приложения к национальным дипломам.

Для эффективного внедрения механизмов Болонского процесса крайне необходимы следующие виды поддержки:

- нормативная (правовая),
- информационная,
- методическая,
- организационная,
- финансовая.

Для полноценного участия в Болонском процессе российской высшей школе предстоит в 2005-2010 годах предпринять ряд мер, среди которых создание условий для функционирования:

- двухуровневой системы высшего профессионального образования;
- системы зачетных единиц для признания результатов обучения;
- сопоставимой с требованиями европейского сообщества системы обеспечения качества образовательных учреждений и образовательных программ вузов;
- внутривузовских систем контроля качества образования и привлечение к внешней оценке деятельности вузов студентов и работодателей, а также создание условий для введения в практику приложения к диплому о высшем

образовании, аналогичного европейскому приложению и развития академической мобильности студентов и преподавателей.

Краеугольным же камнем при переходе к системе зачетных единиц является коренная перестройка организации учебного процесса в вузе. Важно правильно оценить степень готовности к такой неформальной операции и подготовиться к следующей этапу - изменению системы оценок знаний студентов. Эта процедура предусматривает переход в рамках эксперимента на многобалльную (10- или 100- балльную) систему оценок, которая должна быть связана с балльно - рейтинговой системой вуза, а также введение в вузе балльно-кредитной системы оценивания. Желание участвовать России в Болонском процессе подталкивает ее на безоговорочном принятии европейского варианта системы зачетных единиц. Это обусловлено и тем, что к 2001 году в более чем в 1200-х университетах стран Европейского Союза система ECTS использовалась в полном объеме. В этой связи нам необходимо тщательно изучить опыт 33 европейских государств – подписантов Болонской декларации, которые к 2010 г. в принципе должны перейти к единой системе кредитов.

При рассмотрении вопроса: «Какой из существующих систем кредитов следует отдать предпочтение?», нужно изучить положительные и отрицательные стороны каждой, а затем приступить к конструированию системы зачетных единиц в отечественной высшей школе.

В любом случае введение системы зачетных единиц предполагает изменение единицы расчета трудоёмкости освоения образовательных программ, а также перестройку организации учебного процесса. Перестройка организации учебного процесса направлена на обеспечение свободы выбора студентом индивидуальной образовательной траектории, определяемой индивидуальным учебным планом. При этом необходимо разработать систему нормативных документов, определяющих принципы построения учебного процесса с использованием зачетных единиц, регламентирующих методы аттестации студентов с использованием балльно-рейтинговых систем, методику расчета учебной нагрузки преподавателей, порядок записи студентов на дисциплины, формирование учебных групп, введение службы кураторов образовательных программ и т.д. Особенности организации учебного процесса в вузах в новых условиях по так называемой «нелинейной» схеме.

Основной вывод, который был сделан – использование механического перерасчета трудоемкости учебных планов не дает результатов, которые можно использовать в практике. Эти результаты нуждаются в дополнительной корректировке. Методика измерения результатов образовательной программы должна состоять в определении суммы приобретаемых компетенций, за которые присваивается некоторое число

кредитов. Планируемый результат обучения студента, состоит, таким образом, из суммы приобретаемых знаний и умений, образующих стандарт программы обучения. А реальные достижения обучающегося оцениваются по соотношению фактического и запланированного результатов освоения программы. Но оценивать такого рода результаты намного труднее, чем количественно-затратные параметры, оценка которых может носить вполне формальный характер. Отдельной и достаточно трудной задачей является формирование подходов и методик формулирования и оценки результатов образования в перечисленных параметрах. Но если эта задача не будет решена российской высшей школой и государственными образовательными стандартами в ближайшее время, то отечественная система ВПО рискует оказаться на периферии общеевропейского процесса.

Переход от традиционной отечественной системы организации обучения к системе кредитов в первую очередь затронет вопрос о выработке новых принципов проектирования учебных планов, программ, минимума содержания основных образовательных программ в ГОС ВПО, пересмотру традиционной схемы управления учебным процессом вуза.

Если говорить о профессиональной подготовке и ее качестве, то начинать надо с того, что образовательные программы должны быть подчинены стандартам на профессии, которых в России нет. Заниматься разработкой этих профессиональных стандартов должны объединения работодателей. В этом случае можно будет говорить о разработке адекватного требованиям рынка труда и реальной экономики образовательном стандарте на специалиста. В отсутствие стандартов на профессии более перспективной представляется двухуровневая подготовка, при которой на первом уровне (бакалавриат) будет осуществляться подготовка по широкому профилю с последующей последипломной специализацией, осуществляющей настройку на актуальные требования рынка труда. В этом отношении говорить об адекватности образовательных стандартов на специалистов вообще не приходится, поскольку наблюдается разрыв между рынком образования и рынком труда.

Практически во всех публикациях по проблемам интеграции российского образования, так или иначе затрагивающих вопрос о соответствующей целям интеграции модернизации учебных планов и образовательных программ, отмечается необходимость формирования нового подхода к образовательным стандартам. Большинство авторов сходятся во мнении, что при разработке ГОС ВПО III поколения необходимо предусмотреть значительное увеличение объема компонента программы, формируемого самим вузом, т.е. национально-регионального (вузовского) компонента.

Большинство специалистов также соглашаются и с тем, что «поскольку существует понятие государственного диплома, должны быть и базисные знания, регулируемые государством, для этого и введены *государственные стандарты*» (Ю.Рубин, ММИЭИФП). При этом стандарт определяет самые общие требования к программе и ее результатам, регламентирует только обязательные дисциплины.

Как нам видится Болонский процесс с точки зрения учебной работы ожидаемая польза:

➤ Повышение успеваемости за счет активного отношения студента к учебному процессу, уменьшения числа неинтересных и бесполезных с его точки зрения дисциплин

➤ Повышение эффективности за счет более тонкого учета запросов потребителя при фиксированных затратах

➤ Ликвидация понятий «академическая задолженность» и «неуспевающий студент». Каждый учится как может. В большей степени это относится к проблемам нынешних студентов-контрактников.

➤ Уменьшение отсева за счет учета материальных и иных обстоятельств обучающихся

➤ Содействие академической мобильности

➤ Возможность введения дифференцированной оплаты за образовательные услуги

➤ Более дифференцированная оценка знаний

➤ Создание дополнительных стимулов для регулярной работы путем введения накопительных и рейтинговых систем оценивания

➤ Преподаватели попадают в условия конкуренции, когда чтобы быть конкурентоспособным необходимо постоянно совершенствоваться и актуализировать содержание и технологии преподавания, совершенствоваться самому преподавателю, приобретать практический опыт.

➤ Обеспечение возможности перевода оценок в европейскую шкалу ECTS

➤ Радикальное повышение эффективности образования за счет улучшения качества при неизменных затратах

➤ Развитие дистанционных и иных нестандартных форм обучения

➤ Нивелирование очной и других форм обучения

Проблемы:

➤ Нестыковка с существующей системой подготовки дипломированных специалистов

➤ Неготовность рынка труда к нашествию бакалавров

➤ Отсутствие системы непрерывного послевузовского образования

➤ Более сложная организация учебного процесса

➤ Необходимость радикальной перестройки сложившегося учебного процесса

➤ Нестыковка с действующими правилами обучения (особенно для бюджетных студентов)

➤ Нестыковка с существующими государственными образовательными стандартами и механизмом проверки соответствия учебных планов стандартам

➤ Перестройка сложившейся системы управления учебным процессом

➤ Нестыковка с существующими правилами и практикой заполнения документов об образовании

➤ Нестыковка с ограничениями числа экзаменов и зачетов в сессию

➤ Необходимость привыкания к новой системе со стороны студентов и преподавателей

➤ Смена менталитета студентов

➤ Смена менталитета преподавателей, переориентация их работы с аудиторной на научно-методическую работу

➤ Необходимость улучшения материальной базы учебного процесса (комплектация библиотек, написание и издание учебных пособий, развитие компьютерных информационных систем, создание электронных образовательных ресурсов и др.)

➤ Расчет заработной платы преподавателям.

Болонский процесс – объективная историческая необходимость для российской высшей школы, который можно понимать как творческую адаптацию международного опыта функционирования высшего образования в рыночных условиях.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ТЕХНОЛОГИИ

НОВАЯ ТЕХНОЛОГИЯ УСТРОЙСТВА ГРУНТОВЫХ РЕПЕРОВ ПРИ НИВЕЛИРОВАНИИ ПРОТЯЖЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

В.А. Сленьков

Йошкар-Ола, Марийский государственный технический университет

Устройство грунтового репера (рис. 1), согласно требованиям [1], – процесс многотрудный и требующий, кроме всего, достаточно большого количества времени.

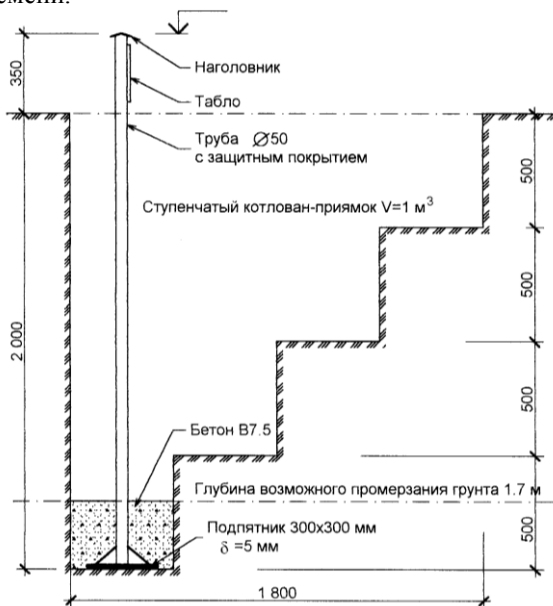


Рис. 1. Схема установки грунтового репера (традиционного) для нивелирования элементов защитных сооружений нефтепровода Сургут–Полоцк

Такой процесс при нивелировании протяжённых сооружений включает в себя следующие операции:

- определение места устройства репера;
- отрывка вручную ступенчатого котлована-приямка объёмом до 1 м^3 ;
- приготовление необходимого количества бетонной смеси;
- установка заранее изготовленного репера с нанесённым защитным покрытием;
- укладка бетонной смеси с её уплотнением;
- обратная засыпка котлована с уплотнением грунта;
- устройство приреперного холма.

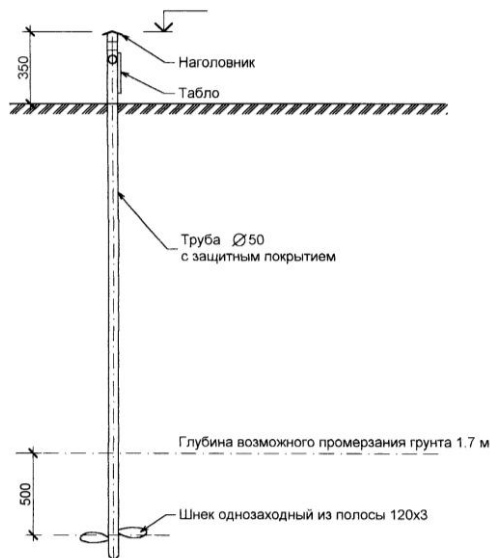


Рис. 2. Репер грунтовый (рекомендуемый)
для нивелирования элементов защитных сооружений нефтепровода
Сургут–Полоцк МАРНУ

Практика нивелирования защитных сооружений нефтепровода Сургут – Полоцк, проходящего по территории Республики Марий Эл, выявила, кроме того, и такой недостаток, как потеря времени светового дня на устройство репера и сокращение времени на собственно процесс нивелирования. Затруднительно также при значительном удалении от базы доставлять заранее приготовленную бетонную смесь. Трудно также рекомендовать средства механизации для производства земляных работ ввиду незначительного их объёма.

Автор рекомендует устраивать грунтовый репер (рис. 2) с винтовым наконечником. Такой вариант устройства репера устраняет значительное количество работ, которые необходимо выполнять при устройстве репера по традиционной технологии, и значительно сократит время его устройства.

Для целей снижения сил сцепления замерзшего грунта с поверхностью репера последнее имеет специальное защитное покрытие.

Литература

1. Инструкция по нивелированию I, II, III, IV классов. – М.: Недра, 1974.

ОПЕРАЦИОННЫЙ КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА СТРОИТЕЛЬНО-МОНТАЖНЫХ РАБОТ-ОДИН ИЗ ПУТЕЙ ПОВЫШЕНИЯ НАДЁЖНОСТИ И ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ РЕКОНСТРУКЦИИ.

С.П. Жданова

Г. Братск, Братский государственный университет

Повышение уровня качества – ключевая проблема строительной отрасли, наиболее точно характеризующая её состоятельность.

Особенную остроту она приобрела в настоящее время - в условиях дефицита инвестиций и произошедшего за последние десять лет спада уровня качества строительной продукции. По данным, приведённым в учебнике Л.Г. Дикмана «Организация строительного производства», величина средств, расходуемых на устранение брака, составляет 3-5% от стоимости СМР, а эксплуатационные затраты достигли 6-8 % (вместо 0,75 – 1 % по нормам). Количество зданий с критическими дефектами в полтора раза больше, чем было в СССР.

Участившиеся за последнее время аварии на строящихся и реконструируемых объектах вызывают определённую тревогу в связи с тем, что их причиной стало низкое качество строительства.

Качество СМР характеризуется степенью их соответствия требованиям проекта, а также строительных норм и правил (СНиП). Любое отклонение от этих требований должно быть своевременно обнаружено и исправлено, чего можно добиться только при организации повседневного систематического контроля качества СМР.

Основной задачей операционного контроля качества является обеспечение требуемого качества, надёжности, долговечности, заданных эксплуатационных показателей, предупреждение дефектов и брака при производстве работ, повышение личной ответственности исполнителей за качество выполняемых работ.

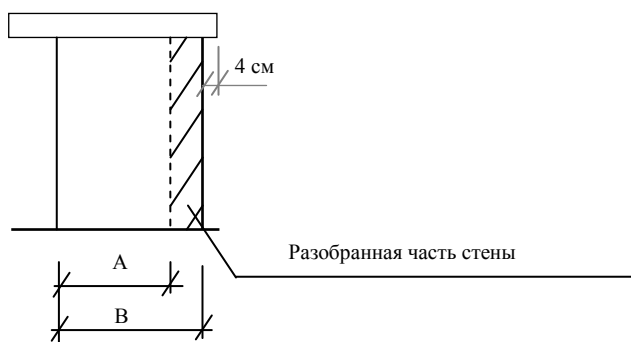
Основным документом при осуществлении операционного контроля качества является схема операционного контроля качества. Она содержит:

- Эскиз с выноской допускаемых отклонений и перечнем основных требований к качеству;
- Перечень подлежащих контролю операций с указанием лиц, которые осуществляют контроль (прораб, мастер);
- Состав контроля (что конкретно проверяется);
- Способ контроля (как и чем проверяется);
- Время контроля (когда и как часто проверяется);
- Указания о привлечении к проверке данной операции строительной лаборатории, геодезической службы;

- Указания о необходимости предъявления данной операции как скрытой работы.

Схемы операционного контроля качества должны постоянно находиться на объектах (у прораба, мастера, бригадира).

Важность вышеизложенной проблемы подтверждает введение дисциплины «Операционный контроль качества работ» для студентов специальности ПГС в БрГУ. Помимо теоретического курса студенты имеют возможность проходить практические занятия на ряде реконструируемых объектах, расположенных на территории университета и воочию убедиться, как зачастую, теория расходится с практикой. Мы обратили внимание на отсутствие не только проектов производства работ, но и хотя бы отдельных необходимых технологических карт на сложные и ответственные строительных процессы, что конечно влияет на получение необходимого качества работ и соответственно на прочность и долговечность реконструируемого объекта. В качестве примера можно привести отсутствие решения (и его выполнения) по опиранию перемычек до нормативной величины в дверных проёмах, ширина которых по новому проекту была увеличена. В результате чего, опирание некоторых перемычек на кирпичные стены в местах дверных проёмов вместо 25 см по нормам, оказалось 4 см, что может привести к постепенному отказу работы узла опирания (схема 1).



А- проём до реконструкции
В- проём после реконструкции

Схема 1.

Другим примером нарушения прочности наружной кирпичной стены реконструируемого здания может служить опирание на неё плит перекрытия пристраиваемой части здания без предварительной закладки кирпичом существующих оконных проёмов (схема 2).

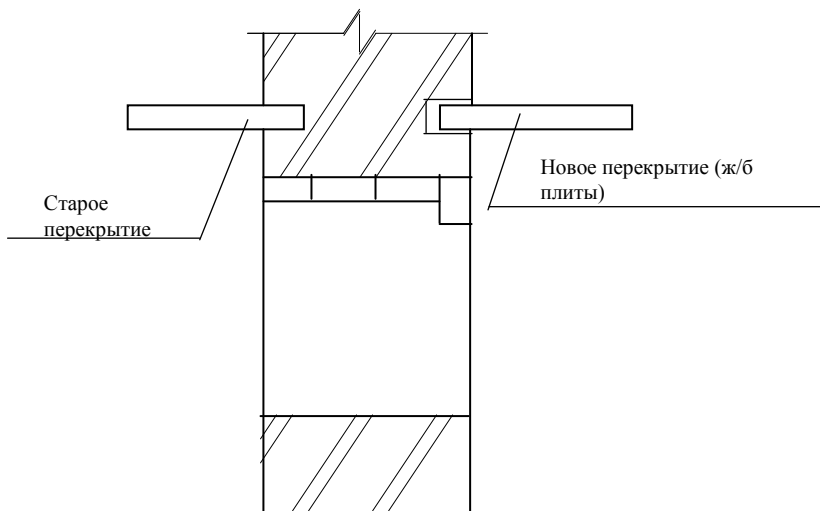


Схема 2.

При наблюдении за кирпичной кладкой стен выявлено неправильное заполнение продольных и поперечных швов раствором. Что приводит к нарушению монолитности и прочности кирпичной кладки.

На недостаточное качество СМР, наряду с отсутствием должного операционного контроля, также влияет и низкая квалификация рабочих кадров, подготовка которых была прекращена из-за малой интенсивности строительной отрасли.

Из всего этого следует сделать вывод, что одной из основных функций при строительстве и реконструкции зданий и сооружений, обеспечивающей прочность, устойчивость и долговечность является операционный контроль качества работ.

Наряду с этим необходимо развивать и вводить нормативно- правовую базу независимого строительного надзора – наиболее эффективного рычага воздействия на качество работ и материалов. Это направление имеет перспективу и в России в условиях перехода на рыночные методы ведения

строительства. А так же не возникает необходимость выделения работников заказчика в качестве технического надзора, которые подлежат личной регистрации в органах государственного архитектурно-строительного контроля с оформлением подписи об административной и уголовной ответственности за нарушение технических условий производства работ и строительного законодательства в том же порядке, и что и прораб, ведущий строительство.

КОМПЛЕКСНОЕ ОБСЛЕДОВАНИЕ ГРУЗОПОДЪЕМНЫХ МАШИН

Ю.Г. Никишов, В.А. Сленьков

Йошкар-Ола, Марийский государственный технический университет

Количество аварий и несчастных случаев при эксплуатации грузоподъемных машин (ГПМ) неуклонно растёт. В 2004–2005 годах ожидается пик техногенных катастроф в связи с продолжающимся старением основных фондов, в том числе их активной части – машин и оборудования. Основными причинами аварий и травматизма на производстве продолжают оставаться неудовлетворительное техническое состояние машин и оборудования, нарушение технологической и производственной дисциплины, низкий уровень подготовки руководителей и специалистов в области промышленной безопасности и недостаточный уровень знаний у обслуживающего персонала.

На 1 января 2003 года 82 % грузоподъемных кранов и 65 % лифтов отработали нормативный срок службы и подлежат списанию, но продолжают эксплуатироваться.

Поэтому главная цель в настоящее время: выявить их техническое состояние, определить остаточный ресурс и наметить пути дальнейшей безопасной эксплуатации.

Низкий уровень знаний специалистов объясняется тем, что большинство из них не имеют базового образования по грузоподъемным машинам.

В республике Марий Эл такие специалисты отсутствуют (результаты опроса на предприятиях и стройках).

Техническое состояние ГПМ определяется комплексным обследованием, которое включает в себя проверку: технической и эксплуатационной документации, готовность ГПМ к обследованию, технического состояния механизмов, металлоконструкций, электро- и гидрооборудования, приборов и устройств безопасности, крановых путей и подкрановых конструкций. Обязательным для всех ГПМ в настоящее время является оценка остаточного ресурса, которая ранее не проводилась.

Для определения остаточного ресурса эксплуатации ГПМ разработано несколько методик головными НИИ по краностроению, которые необходимо опробовать в нашей республике.

Как показывает практика экспертного обследования ГПМ в республике Марий Эл, эти требования частично или полностью не выполняются сторонними экспертными организациями, из-за чего резко возрастает риск аварий.

Для улучшения ситуации по снижению аварий и травматизма на предприятиях нашей республики необходимо выполнить следующие мероприятия:

- повысить требовательность к руководителям и ведущим специалистам предприятий со стороны государственных органов надзора и исполнительной власти по соблюдению и выполнению нормативно-правовых и нормативно-технических документов, производственной и технологической дисциплины;

- недопускать к работе ГПМ с истекшим сроком службы без экспертного обследования специализированной организацией;

- повысить уровень подготовки у руководителей и специалистов в области промышленной безопасности на курсах повышения квалификации;

- при подготовке инженеров-механиков в высших учебных заведениях ввести в учебный план специальности дисциплину «Технический надзор и безопасная эксплуатация подъёмных сооружений»;

- внедрить в практику экспертных обследований ГПМ методику расчёта остаточного ресурса;

- повысить требовательность к экспертным организациям по проведению экспертизы промышленной безопасности на опасных производственных объектах;

- разработать инструкции по проведению технического освидетельствования ГПМ, съёмных грузозахватных приспособлений и тары,

Закключение. Выполнение вышеперечисленных мероприятий позволит сократить число аварий и снизить травматизм при эксплуатации грузоподъёмных машин.

Литература

1. Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъёмных кранов. – М.: ПИО ОБТ, 2000. – 268с.

2. Котельников В.С. Состояние травматизма при эксплуатации подъёмных сооружений в 2001 году. // Безопасность труда в промышленности. – 2002. -№3. – с.18-21.

ПОЛУЧЕНИЕ СТРОИТЕЛЬНОЙ ИЗВЕСТИ ТЕРМОМЕХАНИЧЕСКОЙ ОБРАБОТКОЙ ИЗВЕСТНЯКА В ПРЕСС-СДВИГОВОЙ УСТАНОВКЕ ИНТЕНСИВНОГО ДЕЙСТВИЯ

В.И. Колобердин

г. Иваново, Ивановская государственная архитектурно-строительная академия

В технологии производства строительной извести одним из основных процессов является обжиг известняка в шахтных, вращающихся печах или в печах кипящего (фонтанирующего) слоя. Процесс обжига есть результат теплообмена между реакционной зоной обжигаемой частицы известняка и омывающим её высокотемпературным потоком теплоносителя, при этом на поверхности обжигаемой частицы появляется растущий по толщине слой твёрдого продукта реакции, препятствующий теплообмену, тормозящий процесс термической диссоциации известняка. В результате этого часть неиспользованной теплоты уходит с газовым потоком из печи в окружающую среду. Кроме того, печи обжига отличаются громоздкостью, большой поверхностью внешнего теплообмена, что приводит к значительным теплотерям. Выбрасываемый в атмосферу газовый поток, содержащий в себе, ввиду несовершенства очистных сооружений, пылевидные частицы оксида кальция, оказывает негативное влияние на окружающую среду. К тому же, измельчение получаемой в процессе обжига комовой извести сопровождается пылением по причине несовершенства (громоздкости, негерметичности) мельниц, что ухудшает санитарно-гигиенические условия в помольном цехе.

Таким образом, современная технология производства строительной извести характеризуется значительными удельными энергозатратами и отрицательным воздействием на окружающую среду.

Поэтому, исследования и разработки, направленные на совершенствование процессов технологии получения минеральных вяжущих материалов являются несомненно актуальными и значимыми для дальнейшего развития теории и практики производства строительных материалов, изделий.

В целях минимизации указанных недостатков нами разработан процесс получения строительной извести термомеханической обработкой известняка в пресс-сдвиговой установке интенсивного действия, где происходит его измельчение (истирание), механическое активирование, нагрев за счёт теплоты трения до температуры обжига и термическая диссоциация.

В связи с этим целью данной работы является исследование и моделирование процессов термомеханической обработки известняка, для чего необходимо решить следующие вопросы:

1) исследовать и математически описать динамику нагрева известняка за счёт теплоты его истирания в пресс-сдвиговой установке интенсивного действия;

2) изучить и представить математические зависимости, описывающие процесс измельчения (истирания) и сопутствующий ему эффект механической активации известняка;

3) разработать математическую модель процесса термической диссоциации с учётом измельчения известняка и его механической активации;

4) представить расчётную зависимость производительности установки как функцию её основных рабочих и конструктивных параметров;

5) выполнить экспериментальные исследования и проверить полученные расчётные зависимости на адекватность их реальным процессам термомеханической обработки известняка;

6) разработать методику расчёта рабочих и конструктивных параметров промышленного термомеханического модуля обжига известняка.

Решение поставленных задач позволит отказаться от использования громоздких трудноуправляемых печей и организовать производство строительной извести заданной активности и дисперсности на базе малогабаритных легкоуправляемых, энергосберегающих термомеханических модулей обжига карбонатного сырья, наладить выпуск передвижных минизаводов по производству вяжущих материалов из местного природного сырья и промышленных отходов. Такие минизаводы могут производить вяжущие материалы непосредственно на месте их потребления и по мере выработки сырья без особых затрат передислоцироваться на новое место. Подтверждается возможность снижения удельных энергозатрат на 30% и снижение вредных выбросов в атмосферу в 3,2 раза.

В связи с этим нами были выполнены исследования процесса измельчения и связанного с ним процесса механической активации, процесса нагрева известняка до температуры термической диссоциации и процесса самой термической диссоциации, а также выявлено влияние их друг на друга и на термомеханическую обработку материала в целом. При исследовании процесса измельчения мы исходили из того, что механические воздействия на частицу приводят к образованию системы дефектов структуры, к снижению механической прочности частицы, но одновременно с образованием и ростом плотности дефектов в частице происходит обратный процесс – процесс релаксации напряжений, и от преобладания того или иного процесса определяется степень измельчения материала. Повышение концентрации дефектов структуры в процессе механических воздействий не только снижает механическую прочность, но и ослабляет химические связи вещества, повышает химическую активность материала, снижает энергию

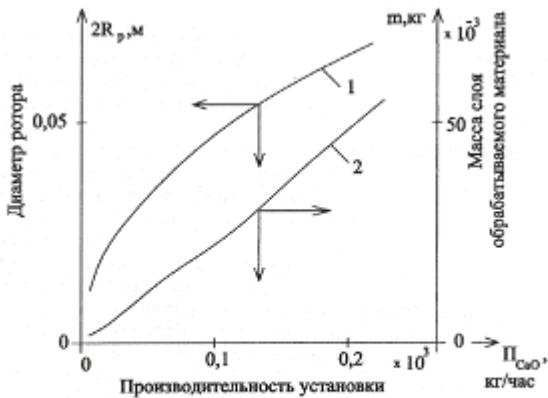


Рис. 1 Зависимость диаметра ротора(1) и массы слоя обрабатываемого материала(2) от производительности установки ($\dot{g}_c = 3672,9 \text{ кДж/кг с}$; $\eta = 1$)

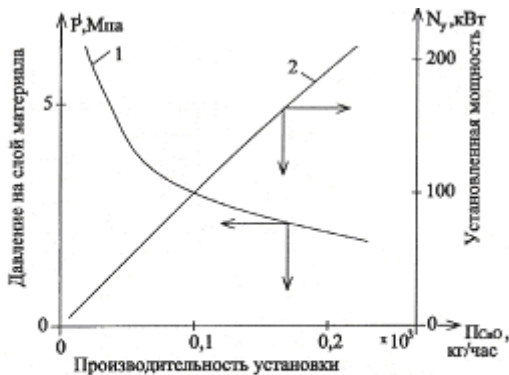


Рис. 2 Зависимость давления(1) на слой материала и установленной мощности(2) от производительности установки ($\dot{g}_c = 3672,9 \text{ кДж/кг с}$; $\eta = 1$)

химической реакции E на величину энергии механической активации \mathcal{E} . Теплообмен внутри частицы рассматривали через температурное поле с непрерывно действующими отрицательными постоянными источниками энергии. Кривые, представленные на рисунках 1и 2, устанавливают взаимосвязь между диаметром ротора, массой обрабатываемого материала, давлением на его слой, установленной мощностью и производительностью установки.

ПЕРСПЕКТИВЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ НОВОЙ ЭМУЛЬСИОННО-МИНЕРАЛЬНОЙ СМЕСИ В ЗАЩИТНЫХ СЛОЯХ ИЗНОСА ПРИ РЕМОНТЕ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ.

Л.С. Криворучко, С.В. Криворучко, А.А. Анфилофьева

г. Чебоксары, Волжский филиал Московского автомобильно-дорожного института (ГТУ)

Безопасное и комфортное движение по дорогам обеспечивают верхние защитные слои износа. Их устройство из привычных горячих смесей трудоемкий и дорогостоящий процесс. Горячие смеси обычно укладывают слоями от 50мм. и более. Укатывать тонкие слои качественно очень тяжело. В результате в таких слоях образуются пустоты и микротрещины, такое покрытие начинает крошиться, трескаться и изнашивается быстрее.

Выходом из сложившейся ситуации является использование «Сларри сил».

«Сларри сил» - представляет собой уложенную и сформировавшуюся литую эмульсионно-минеральную смесь, состоящую из катионоактивной битумной эмульсии, минерального материала, воды и специальных добавок. Битумная эмульсия придает смеси гибкость, долговечность и обеспечивает адгезию; минеральные наполнители обеспечивают стойкость к нагрузкам; химические добавки регулируют скорость распада эмульсии, консистенцию смеси и время её твердения на дороге.

Битумная эмульсия, на основе которой производится «Сларри Сил» представляет собой жидкость, в которой взвешены мельчайшие частицы битума и эмульгатора (ПАВ). Приготовление эмульсии ведется механическим способом. Битум дробится на частицы диаметром в 1/10 толщины человеческого волоса в коллоидной мельнице. С одной стороны в мельницу подается разогретый битум (50 - 60%), а с другой - поступает мыльный (эмульгатор плюс другие компоненты) раствор (35 - 50%). Мельница сжимает битум и дробит его между двумя металлическими поверхностями, одна из которых стационарна, а другая вращается вокруг первой. Молекулы эмульгатора из мыльного раствора частично растворяются в битуме, разворачиваясь своей заряженной частью в сторону воды, таким образом, на поверхности частицы образуется электрический заряд. Битумные частицы больше не сливаются вместе, а отталкиваются друг от друга.

Катионная эмульсия активно взаимодействует с каменным материалом, образуя на поверхности прочную водостойчивую пленку. Объясняется это тем, что на поверхности каменного материала преобладает отрицательный заряд, и он взаимодействует с положительным зарядом эмульгатора катионного типа. Поэтому при создании рецепта смеси «Сларри Сил» ведется абсолютно точный учет целого ряда факторов: свойства конкретной партии

битума; свойства конкретной партии минерального материала; время и метод последнего ремонта; состав верхнего слоя дорожного покрытия, на которое наносится защитный слой.

Скорость распада битумной эмульсии регулируется химическим составом и количеством эмульгатора, что позволяет хранить и перевозить её в таком виде, а затем и использовать.

Все выше указанные компоненты смешиваются прямо на месте работ в специальной дорожной машине (рис 1), которая сама укладывает смесь посредством подвешенного распределительного короба. Смешивание компонентов в машине занимает 3 минуты.

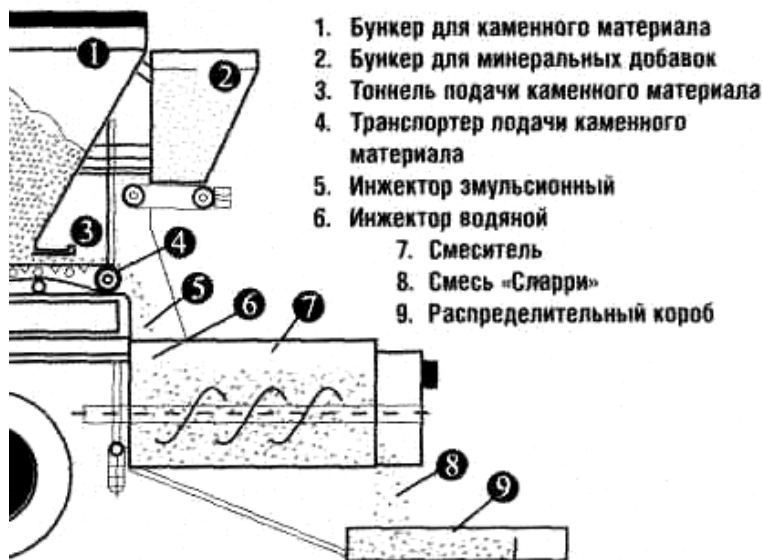


Рис. 1. Машина для смешения и укладки эмульсионно-минеральной смеси «Сларри Сил»

Затвердевание смеси, в зависимости от погодных-климатических условий, может занять 1 - 4 часа. Толщина слоя «Сларри сил» (тип 1 – 3.2 мм, тип 2 – 6.3 мм), равна высоте одного камешка самой крупной фракции, входящей в состав минерального материала, но она может автоматически варьироваться

во время укладки заполняя «низины» на волнообразных участках на глубину, в полтора раза превышающую нормальную толщину слоя «Сларри». Такие смеси могут укладываться на одну и ту же дорогу каждые 3 - 6 лет без перестановки бортового камня, как это происходит при использовании горячих битумно-минеральных смесей.

«Сларри сил» восстанавливает транспортно-эксплуатационные параметры верхних слоев дорожного покрытия разрушаемого дорожным движением и погодными факторами (низкая чувствительность к воздействию температур), обладает активной адгезией, повышенной поверхностной прочностью, эластичностью и улучшенным сопротивлением динамическим нагрузкам.

Глубинные слои дорожного покрытия защищаются от окисления и проникновения влаги, а на поверхности получается красивый износоустойчивый слой с повышенным коэффициентом сцепления и ровностью.

Выводы и рекомендации:

1. Низкая энергоёмкость производственного процесса и соответственно меньшая экологическая нагрузка на окружающую среду, в отличие от использования обычного (нагрев битума поглощает много топлива и сильно загрязняет окружающую среду).

2. Продление срока службы готового слоя из смеси «Сларри Сил» до 5 лет.

3. Сверх тонкие горячие покрытия стоят дороже эмульсионно-минеральных смесей, что дает ощутимый экономический эффект от использования «Сларри Сил».

4. Покрытие «Сларри Сил» применимо на дорогах жилых районов и магистральных улицах, на городских проспектах и стоянках автотранспорта. Модифицированное латексом, оно обеспечит надежное сцепление на участках торможения перед перекрестками, на кривых малого радиуса.

Литература:

Использован обзорный материал фирмы «РеновАвтодор», г.Москва.

ИССЛЕДОВАНИЯ МЕСТНЫХ СТАБИЛИЗИРУЮЩИХ ДОБАВОК НА ОСНОВЕ ФИБРО-ВОЛОКНИСТЫХ МАТЕРИАЛОВ В ЩЕБЕНОЧНО-МАСТИЧНЫХ АСФАЛЬТОБЕТОНАХ.

В.Е. Федоров, Л.С. Криворучко, С.В. Криворучко, И.В. Лотков

г. Чебоксары, Волжский филиал Московского автомобильно-дорожного института (ГТУ)

Н.А. Кочков, В.С. Павлов, З.Л. Кузнецова

г. Чебоксары, Государственное Учреждение УПРДОР «ВОЛГА»

Коллективом волжского филиала МАДИ (ГТУ) и Государственного учреждения УПРДОР «ВОЛГА» проводится большая научно-исследовательская работа – поиск местных целлюлозных волокнистых стабилизирующих материалов, улучшающих долговечность (качество) верхнего слоя покрытия дорожного полотна при строительстве, реконструкции и капитальном ремонте, автомобильных дорог и мостов Волжского региона.

Одним из основных критериев, определяющих долговечность автомобильной дороги при эксплуатации, является качественный дорожно-строительный материал. В настоящее время используемые асфальтобетонные смеси, для устройства нижних и верхних слоев покрытий, в условиях возрастающих транспортных нагрузках не способны функционально обеспечить комплекс эксплуатационных свойств, необходимых для безотказной работы автомобильной дороги, особенно верхние слои покрытия, соприкасающиеся непосредственно с движущимися транспортом.

Изучая зарубежный опыт использования новых передовых технологий и материалов, отмечаем, что стабилизирующий целлюлозно-волокнистый материал в гранулах Viator-66 или Arbocel используется как добавка к асфальтобетону. Новый материал получил название ЩМА (щебеночно-мастичный асфальтобетон) и является альтернативой асфальтобетону в сфере дорожного и аэродромного строительства.

Жесткий каркас из высокопрочного щебня скрепленный матричным асфальтовым вяжущим веществом – мастично подобной массой, определяет комплекс физико-механических свойств ЩМА выгодно отличающихся от асфальтобетона типа А. Высокое содержание свободного битума в ЩМА смеси предохраняет ее от ускоренного старения, как при приготовлении, так и в период эксплуатации и не допускает расслоения внутри щебеночного каркаса. ЩМА обладает высокой плотностью, водонепроницаемостью, стойкостью к трещинообразованию, повышенной сдвигоустойчивостью и морозостойкостью. Сопротивление постоянной деформации покрытия ЩМА от воздействия колеса автомобиля, обеспечивает максимальное трение внутри каркаса асфальтобетона, тем самым повышает комфортность

вождения и снижает усталость водителя. Большое содержание крупного наполнителя делает дорогу качественной и улучшающей сцепление колес с покрытием, тем самым снижая скольжение и шум. В дождливый период ЩМА снижает количество брызг и риск аквапланирования, а также снижается яркость отблеска, дорожного покрытия и улучшается видимость дорожной разметки. Практическое применения ЩМА в различных странах показывает, что покрытия служат 20 лет и более. В нашей стране нормативный срок службы покрытия 2-5 лет следовательно происходит снижение затрат на обслуживание и приводит к экономии средств.

С 2003 года Viator-66 начали применять в России, опытная апробация его произведена на предприятии ПМК «Лысковская» под контролем Государственного учреждения УПРДОР «ВОЛГА» в 2004 году. В порядке первого приближения в лаборатории УПРДОР «ВОЛГА» проведено исследование отходов целлюлозного волокна (ЦВ) и получены обнадеживающие результаты при сравнении ЦВ с Viator, что позволило в 2005 году провести опытно-промышленную апробацию на той же АБЗ ПМК «Лысковское».

Для проведения опытно-промышленной апробации было предоставлено ЦВ в количестве 49 кг. Состав материала для ЩМА был взят аналогично «Технологическому регламенту» [3]. Приготовление ЩМА производилось на автоматизированной и компьютеризированной установке марки «Тельтомат», с последующей укладкой полученной смеси в верхних слоях дорожного одежды. ЩМА укладывали асфальтоукладчиком типа «Vogel», на автомобильной дороге М 7 «ВОЛГА» км 486+600 – км 486+627 (ПК 88+00 – ПК 88+27), на ширину (3,75 м.) по правой стороне проезжей части. При визуальном осмотре щебеночно-мастичной смеси в период укладки установили ее стабильность и однородность, а также удобоукладываемость, хорошую укатываемость катками.

Материал для асфальтобетона был взят из бункера асфальтоукладчика. В специализированной лаборатории УПРДОР «ВОЛГА» были проведены комплексные исследования ЩМА согласно ГОСТ [4].

При сравнении свойств ЩМА с различными стабилизирующими добавками Viator и ЦВ по ГОСТу [4] приходим к ниже следующему выводу.

Выводы и рекомендации

1. По физико-механическим показателям Viator и местные отходы ЦВ отвечают требованиям ГОСТа [4].
2. Учитывая эти показатели, рекомендуем применять эффективный местный целлюлозно-волокнистый материал в дорожной отрасли при

строительстве, реконструкции и капитальном ремонте в верхних слоях покрытия.

3. Для ускоренного внедрения ЦВ в ЩМА необходимо решить вопрос о грануляции, который будет способствовать массовому привлечению ценных местных отходов ЦВ в дорожную отрасль нашей страны.

4. Рекомендуем продолжать мониторинг и исследование ЦВ в ЩМА.

Литература

1. Новые технологии конструкции и материалы при строительстве, реконструкции и ремонте автомобильных дорог общего пользования Российской Федерации / Материалы Всероссийской научно-технической конференции РОСАВТОДОР в городе Геленджик, 2002 году.

2. Исследования возможности использования отходов целлюлозного Шумерлинского химического завода для производства строительных материалов / отчет о научно-исследовательской работе по теме 44/89-90. Чебоксары: ЧГУ им. Н.Н. Ульянова, 1990 год.

3. Технологический регламент на укладку горячей щебеночно-мастичной асфальтобетонной смеси. – ПТФ «Растом», 2004 год.

4. Технические условия и методы испытаний щебеночно-мастичного асфальтобетона: ГОСТ 31015-2002.

5. Технические условия и методы испытаний асфальтобетона ГОСТ 12801-98.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СУХИХ СМЕСЕЙ ПРИ РЕМОНТЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ ЦЕМЕНТОБЕТОНА

Л.С. Криворучко, Ю.В. Тимошук

г. Чебоксары, Волжский филиал Московского автомобильно-дорожного института (ГТУ)

Разрушение цементобетонных и железобетонных сооружений в мостостроении происходит по причине неправильного выбора или не соблюдения технологии укладки материала. Высокое водоцементное отношение способствует высокой пористости бетона и следовательно, легкой подверженности воздействию агрессивных реагентов. Кроме того, если пористость защитного слоя бетона слишком большая и защитный слой менее 20мм, арматурные стержни гораздо более подвержены коррозии. Когда речь идет о разрушенной конструкции, необходимо использовать высококачественный ремонтный раствор или бетон, чтобы исключить разрушение нового материала. Следовательно, бетонная смесь должна иметь

низкое водоцементное соотношение и, наряду с этим, обладать хорошей удобоукладываемостью.

Сухая строительная смесь представляет собой тщательно приготовленную в заводских условиях смесь, состоящую из минерального и (или) полимерного вяжущего, заполнителя, наполнителя и полимерных модифицирующих добавок (рис.1).

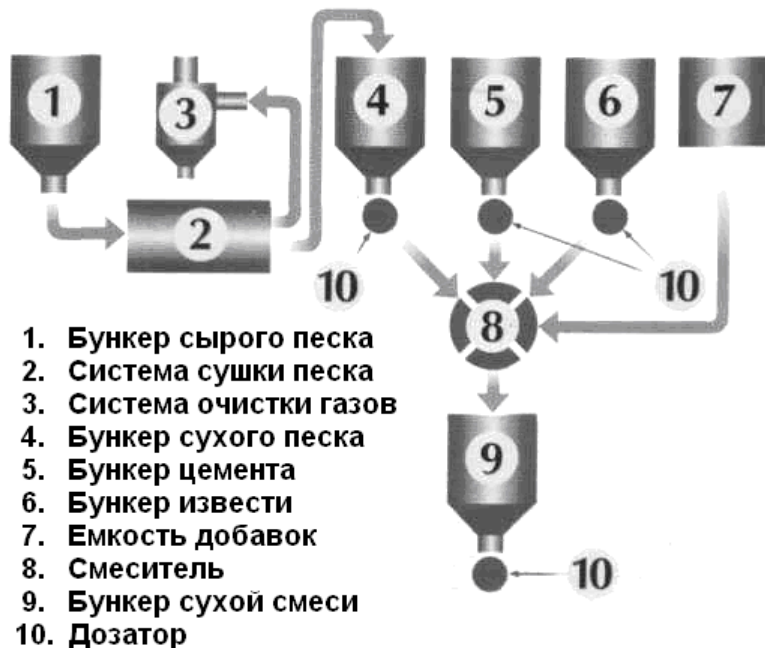


Рис.1. Технологическая схема приготовления сухих строительных смесей.

Для придания специальных свойств в их состав могут входить добавки: ускорители твердения, порообразователи, противоморозные, окрашивающие, гидрофобизирующие и др. для выполнения прочного и надежного слоя смеси для ремонтных работ и должны обладать следующими характеристиками:

высокой подвижностью для быстрой и полной заливки опалубки при ремонте разрушенных конструкций; низким водоцементным отношением, чтобы обеспечить наилучшие химические, физические и механические свойства:

непроницаемость, прочность, сцепление со сталью и бетоном, долговечность и т.д.;

отсутствие водоотделения для исключения препятствия контакту между старой конструкцией и укладываемой смесью;

компенсацией усадки в процессе твердения, т. е. исключением отслоения от старого материала стабильностью качества.

Чтобы обладать вышеупомянутыми характеристиками, помимо воды для затворения потребуется тщательно дозированная смесь цемента, крупного заполнителя, песка и добавок. Фирма MAC s . p . a., более 30 лет работает в области исследований и производства бетонных добавок, строительных и цементных безусадочных растворов, разработала сухие бетонные смеси ЭМАКО как серию материалов для ремонта разрушенных сооружений.

Все цементные смеси в процессе твердения в той или иной степени подвергаются усадке. Если уменьшить количество воды затворения, чтобы снизить усадку, то смесь становится жесткой и трудной при укладке и уплотнении, и, кроме того, она не сможет заполнить полностью ремонтируемую структуру (рис. 2а).

Усадка смеси наблюдается даже при пониженном содержании воды. С другой стороны, если увеличить количество воды, чтобы улучшить текучесть смеси для полного заполнения ремонтируемой структуры, то значительно увеличивается усадка (рис. 2б). Более того, физико-механические свойства такого бетона (прочность, стойкость к воде и маслам, долговечность и т. д.) довольно низки из-за высокой пористости как следствие высокого водоцементного отношения.

ЭМАКО – это специфическая группа материалов, из которых можно получить безусадочные, реопластичные и водонепроницаемые бетонные смеси (рис. 2с). Преимущества использования сухих бетонных смесей ЭМАКО можно рассматривать двояко: в сравнении с простыми бетонными смесями и растворами и с другими готовыми сухими смесями. На рис.2 показано сравнение ремонтных работ, произведенных с применением простых растворов с применением ЭМАКО.

Бетонная смесь ЭМАКО исключает риск отслоения от ремонтируемой структуры, ее можно укладывать быстро и надежно и любым способом (заливая в опалубку, с помощью кельмы, распылителем). Бетонная смесь ЭМАКО придает водонепроницаемость маслостойкость, прочность, пластичность и высокую долговечность.

Преимущества ЭМАКО в сравнении со смесями, приготовленными на стройплощадке.

При замесе на стройплощадке требуется жесткий предварительный контроль соблюдения технических требований к цементу и песку и правильного дозирования добавок. Точно определить количество добавок,

необходимое для противодействия усадке, можно при условии, если известно, насколько подвержен усадке применяемый цемент. Усадка зависит не только от цемента, но также и от типа применяемого песка и особенно от его гранулометрического состава. Помимо этого, правильный расчет расширяющейся добавки и суперпластификатора, дозировка которого изменяется также в зависимости от типа цемента и песка, необходим для того, чтобы обеспечить высокую текучесть смеси, но без расслоения и водоотделения.

Рис.2. Ремонт выполненный: жесткой бетонной смесью – в результате не обеспечен полный контакт между старым и новым бетоном (а), пластичной бетонной смесью – произошел отрыв по контакту из-за усадки в процессе твердения (б), материалом ЭМАКО (с)



Следовательно, приготовление бетонной смеси с компенсированной усадкой посредством перемешивания воды, цемента, песка и добавок на строительной площадке без проверки всех материалов очень рискованно. С другой стороны, гарантированное качество ремонта будет обеспечено за счет

очень больших расходов на испытания качества материала, которые надо будет проводить для небольшого количества строительной смеси при производстве строительных работ.

Использование сухой строительной смеси - более дорогой, чем простой цементный раствор - имеет свои преимущества только в том случае, если выполняются основные требования, предъявляемые к безусадочным смесям. В сравнении с другими готовыми сухими смесями растворы ЭМАКО обладают следующими преимуществами: специально предназначены для производства ремонтных работ в неблагоприятной окружающей среде и следовательно противодействовать усадке больше, чем в нормальных условиях, поэтому необходимо использование более технологичного оборудования для цементации ремонтируемой поверхности способствующего противодействию усадки; содержат специальный расширяющийся безусадочный цемент, который обеспечивает стойкость к сульфатам, в результате чего усиливается химическая стойкость бетона, а также благодаря которому гидратация происходит при более низкой температуре, что уменьшает внутреннее напряжение, вызываемое различными температурными деформациями во внутренних и внешних частях сооружений; набирают высокую прочность сцепления в свежешелюженной смеси, обладающей высокой тиксотропностью (не расслаиваясь при нанесении); при нанесении набрызгом или кельмой на вертикальные поверхности или цилиндрические своды чтобы не наблюдалось отрыва смеси от ремонтируемой поверхности и наплывов; гарантируют высокие результаты контрольных испытаний качества, что отражено на рис. 2. где четко показано качество адгезии смеси жесткой, пластичной и ЭМАКО. И как видно на схеме только ЭМАКО дает хорошее сцепление с ремонтируемой поверхностью.

Контроль качества, схема которого отображена на рисунке 3, играет главную роль, как на уровне изготовления сухих строительных смесей ЭМАКО так и для производителей ремонтных работ и тем более для владельцев ремонтируемого сооружения.. Только при использовании материала, который проходит тщательные испытания, может быть гарантирована однородность материалов для ремонтных работ; они могут противостоять как пластичной усадке, так и усадке при твердении. Это основная особенность смесей ЭМАКО.

Мировой и отечественный опыт применения сухих строительных смесей показал их высокую эффективность и преимущества по сравнению с традиционными смесями используемыми производителями работ: - повышение производительности труда в 1.5-2 раза в зависимости от вида работ, механизации, транспортирования и т. п.; - снижение материалоемкости в 3-4 раза за счет возможности нанесения более тонкими слоями; -

стабильность составов и, как следствие, повышение качества строительных работ; - длительность срока хранения без изменения свойств и расходование по мере необходимости; - возможность транспортирования и хранения при отрицательной температуре. Наряду с этим, основными характеристиками безусадочных растворных смесей ЭМАКО являются: - высокая удобоукладываемость; хорошая водонепроницаемость; - отсутствие усадки; - высокая прочность на сжатие и изгиб; - отличное сцепление со старым бетоном; - отличное сцепление со сталью и д.р.

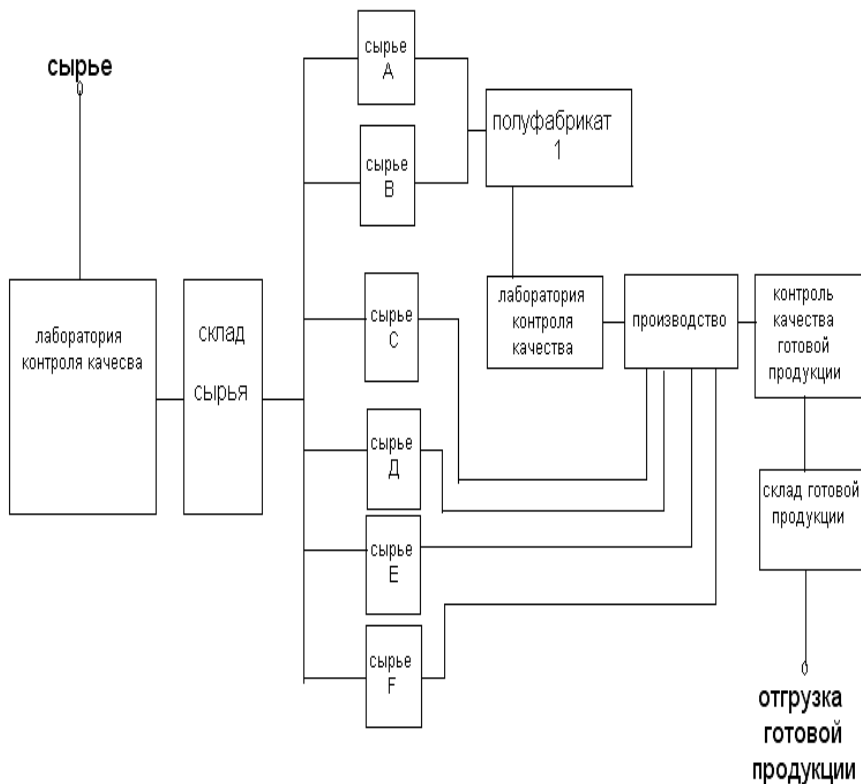


Рис. 3 Схема контроля качества сырья, полуфабрикатов и готовой продукции

Обсуждение статьи

Присутствие в сухих смесях полимерных добавок придает им способность более прочно сцепляться с другими материалами, что очень важно для надежного скрепления отдельных элементов и повышения долговечности покрытий при ремонте железобетонных сооружений. Применение готовых сухих смесей ЭМАКО открывает новую страницу в технологии строительства в целом, неся культуру производства работ, их современный уровень и качество. Эти смеси конкурентоспособны на мировом и Российском рынке строительных материалов прежде всего гарантированным качеством для производителей ремонтных строительных работ и владельцев ремонтируемого сооружения.

Литература:

1. Обзорный материал ООО «Строительные системы»; г.Москва.
2. В.В. Козлов «Сухие строительные смеси»; г.Москва, Издательство Ассоциации строительных ВУЗов, 2000г.

ПРИМЕНЕНИЕ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ ПРИ ЗАКРЕПЛЕНИИ СКЛОНОВ

Н.С. Соколов, С.Н.Соколов

г. Чебоксары, Чувашский государственный университет им. И.Н. Ульянова

В настоящее время в связи с уплотнение территорий под строительство особую актуальность приобретает проблема обеспечения устойчивости склонов оврагов, берегов рек. Проблема эта заострена для всех территорий, приуроченных к руслам больших и малых рек. Так например, на территории Слободы Подновье (г. Н. Новгород) при строительстве дрены Д-3 в районе дренажных колодцев ДК-9, ДК-10, в июле-августе 2005 г. на склоне произошла оползневая подвижка, в результате чего на существующем съезде (рис.) образовались трещины шириной 3 - 5 см, глубиной до 1,0 м, трещины появились и в подпорной стенке.

Устройство траншей дрен Д-2 и Д-3 (глубиной до 6,0 м) осложнялось обнаруженными плывунами.

Смещение породы татарского яруса верхней Перми образовали современные оползневые накопления. В составе оползших пачек (блоков) сохранен порядок напластования коренного массива.

Во избежание дальнейшего развития оползневых подвижек, строительство дрены Д-2 в обводненных грунтах продолжалось с временным

укреплением стенок траншеи с помощью шпунта «Ларсен-V», а дрены Д-3 – под защитой удерживающей двухрядной конструкции на абс. отм. 122.00 из буронабивных свай \varnothing 630 мм длиной 11 м с шагом в ряду 1,5 м, общее количество 130 штук, с устройством железобетонного ростверка шириной 3,6 м на длине 100 м.

В середине октября 2005 г. на склоне в головной части активного оползня 1980 г. образовалась обширная трещина длиной около 125 м, глубиной до 4 м.

Так как устройство пластового дренажа № 1 на этом участке не было завершено, после периода дождей произошло дополнительное насыщение оползневых масс поверхностными водами, возможно под влиянием баражного эффекта при устройстве буронабивных свай без дренажа.

Для предотвращения дальнейших деформаций склона предусмотрены следующие мероприятия:

1. Устройство на существующем съезде буруинъекционных свай, изготовленных по разрядно-импульсной технологии, в 4 ряда \varnothing 350 мм с шагом в ряду 1,5 м на участке длиной 140 м с устройством железобетонного ростверка шириной 4,2 м.

2. Устройство пластового дренажа для перехвата грунтовых вод.

3. Реконструкция существующей подпорной стенки.

4. Устройство водоотводного лотка вдоль основания стенки.

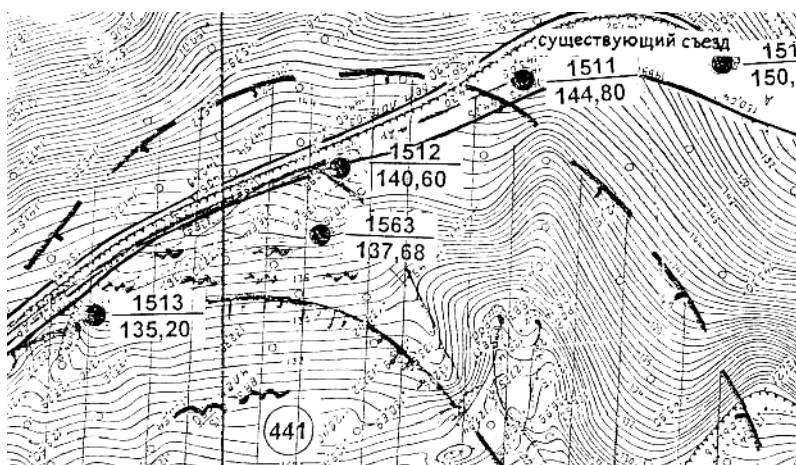


Рис. 1. Динамика развития оползня откоса правого берега реки Волга в районе Слободы Подное г. Н. Новгород

О ДИНАМИЧЕСКИХ МОДЕЛЯХ В ЭКОНОМИКЕ ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ

В.И.Шишкин, И.П.Федосеева, А.И.Соколова
г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

Увеличение валового внутреннего продукта до 2010 года требует восстановления, модернизации и запуска остановленных в 1992-2005 годах предприятий, роста производительности труда и эффективности производства (с выходом на мировые образцы) на базе научно-технического прогресса и *технологической* интенсификации, что является главным содержанием любой экономики. При этом надо хорошо поработать с производственной *себестоимостью* и *ценами* на продукцию, добиваясь их всемерного, объективного снижения, а ВВП надо определять – в первую очередь – в натуральном исчислении, иначе получится иллюзорный просчет. Поэтому центром этой задачи, ее основой является *новшество*, экономящее рабочее время, главный ресурс производственной деятельности человека.

В связи с этим резко актуализируется вопрос уточнения оценки и выбора эффективных вариантов различного назначения. Это касается проектных, плановых, технологических, управленческих (научно-исследовательских и рационализаторских) и других *вариантных* решений, прорабатываемых и оцениваемых на всем пути движения, в частности, капитальных вложений. Новшество – мотор экономики. Работа с новшеством – всегда вариантная.

При выборе вариантных решений для расчета ТЭП, как правило, используются общеприменимые закрытые стационарные модели, а также – *открытые* индивидуально-динамические модели. *Первые* формально представляют собой постоянно-неизменные стабильные формулы. *Вторые* канонически, обобщенно представлены в инструкциях для множества случаев оценки. При этом каноническую модель нельзя применить к данному случаю, не уточнив, в чем-то не добавив, в чем-то не убавив, не сломав ее во многом, применительно к внешним и внутренним исходным данным, факторам и условиям, затратам и эффектам.

Поэтому всякое очередное изменение содержания проектного, технологического, организационного, хозяйственного мероприятия требует очередного изменения расчетной индивидуальной модели, включения новых слагаемых, введения множителей-коэффициентов, учитывающих изменения фактора времени ($\Delta T_c, \Delta T_b, \Delta T_{сл}, \Delta T_a, \Delta T_m$) и т.д.

Например, приведем общеприменимую закрытую стационарную модель:

$$(1) K_{доп} = E_{отр} * \Phi_{вв} * (T_1 - T_2) / (1 + E_{стр}) * T_1, \text{ руб.}$$

По этой модели рассчитываются дополнительные капитальные вложения заказчика объекта в зависимости от варианта необходимого сокращения продолжительности строительства. Конструкция модели остается неизменной, если даже заказчик выдвинет несколько вариантов; после расчета один из них его удовлетворит, остальные будут отброшены. Числовая динамика некоторых исходных данных здесь не влияет на общую архитектуру модели.

Стационарные модели, применяемые при решении *первого* вида задач (выбор варианта реконструкции – из нескольких, выбор варианта реконструкции или нового строительства, выбор варианта очередности строительства объекта и др.), можно найти в справочниках экономиста-строителя, в учебно-методической литературе, в периодической печати, в журнале «Экономика строительства» и т.д. Они постоянны в своем составе и не изменяются. *Динамическую* модель под данную вариантную задачу *второго* вида (варианты конструктивных решений, варианты строительнотехнологических решений и др.) вы нигде не найдете: ни в справочной, ни в учебной, ни в периодической литературе. Под конкретную задачу она составляется экономистом-строителем с использованием экономических методов методической таблицы [4, с.129-143], СН 423 [11], СН 509 [10].

Приведем пример составления и применения динамической модели. Табличная повариантная запись исходных данных позволяет дифференцированно воспринять характеристику вариантов и предварительно визуально сопоставить эти варианты по отдельным исходным данным.

Пусть для строительства разработано два варианта проекта участка двухполосной дороги длиной 3 км. Первый вариант – автодорога с обычным асфальтным покрытием, второй вариант – с покрытием из цементобетона, поверхностно обработанным полимерными составами. Какой вариант более эффективен?

Записываем исходные данные в форме вспомогательной таблицы:

| ТЭП | 1 | 2 | Примечания |
|-------------------------------|-------|------|------------|
| S, км | 3 | 3 | |
| C _{пр} , млн. руб | 3,03 | 3,49 | |
| Z, млн. руб | 0,43 | 0,52 | |
| t | 10100 | 9600 | |
| Э _г , тыс. руб/год | 24 | 4,8 | |
| K _{ф+о} | | | |
| T _с , год | 3,22 | 3,7 | |
| T _э , год | 0,93 | 0,79 | |
| | 16 | 32 | |

На основе экономических микрометодов СН-509, СН-423 методической таблицы №15 (4; с.129) составим расчетную модель для второго варианта относительно первого:

$$(2) \mathcal{E}_{2(1)} = C_{пр1} * \mu_1 - C_{пр2} + \alpha_3 * (3_1 * \mu_1 - 3_2) + \alpha_t * (t_1 * \mu_1 - t_2) + E * (K_{ф+0,1} * \mu_1 - K_{ф+0,2}) + \alpha * H_1 * (T_1 - T_2) / T_1 + (\mathcal{E}_{г1} * \mu_1 - \mathcal{E}_{г2}) / E_{нп}, \text{ руб.},$$

где μ_1 - коэффициент, учитывающий разницу в долговечности:

$$\gamma = T_2/T_1 - 1 \quad \gamma = 32/16 - 1$$

$$(3) \mu_1 = \sum_{i=0}^{\gamma} 1/(1+E_{нп})^i * T_1 = \sum = 1/(1+0,1)^{i*16} = 1 + 0,16 = 1,16$$

$$i = 0 \quad i = 0$$

Подставим числовые исходные данные в модель $\mathcal{E}_{2(1)}$ и рассчитаем:

$$\mathcal{E}_{2(1)} = 3030000 * 1,16 - 3490000 + 0,15(430000 * 1,16 - 520000) + 0,6(10100 * 1,16 - 9600) + (3220000 * 1,16 - 3700000) * 0,12 + 0,5 * 430000 * 1,2(0,93 - 0,79)/0,93 + (24000 * 1,16 - 4800)/0,1 = +274660 \text{ руб.}, \text{ в том числе } \mathcal{E}_{2(1)уд} \text{ в расчете на 1 км дороги - +92000 руб/км.}$$

По строительной конструкции и годовым эксплуатационным затратам (без учета эффекта от сохранения транспортного состава и достаточной скорости движения перевозимых грузов) второй вариант дороги более эффективен.

Проверяем по сроку окупаемости и расчетной рентабельности (по нормативам):

$$E = (C_1 - C_2) / (K_1 - K_2) = 0,272260 / (3,7 - 3,22) = 0,545 > E_{дор. \text{ констр}} = 0,12 \quad (4)$$

$$T_{ок} = 1/E = 1,84 \text{ года} < T_{окн} = 8,3. \quad (5)$$

Вывод: с учетом эффекта (прибыли) от *сохранения* подвижного транспортного состава и достаточной *скорости* движения грузов второй вариант будет эффективен как объект транспортно-дорожной эксплуатации.

Следует отметить: тема оценки принимаемых решений актуальна и требует своего рационального освоения, в частности, применительно к экономике проектных решений, при сравнении и выборе вариантов. Для разработки классификаций задач, их порядка расчета, а также специфических методических обобщений и выводов в литературе и практике накопилось к настоящему времени достаточно материала.

Условные обозначения:

$\mathcal{E}_{2(1)}$ – экономический эффект от второго варианта по сравнению с первым, руб.;

$C_{пр1}$ – прямые затраты по первому варианту, руб.;

3_1 – основная заработная плата, руб.;

α_3 – доля накладных расходов, зависящая от заработной платы, руб./руб.;

α_t – доля накладных расходов, зависящая от трудоемкости, руб./чл.дн.

t_1 – трудоемкость по первому варианту, чл.дн;
 μ_1 – коэффициент, учитывающий разницу в сроках службы дорожной одежды;
 $K_{\Phi+0}$ – капитальные вложения в основные фонды и оборотные средства строительной организации;
 α – доля условно-постоянной части накладных расходов;
 H_x – накладные расходы по варианту с большей продолжительностью строительства, руб.;

x - № варианта;
 T_1 – продолжительность строительства по первому варианту, год;
 \mathcal{E}_{r1} – годовые эксплуатационные затраты, руб/год.

ЛИТЕРАТУРА

1. Экономика строительства, под ред. И.С. Степанова, М., 1997, 2002, 413 с.
2. Экономика строительства, под ред. Н.С. Рейнина, 1997.
3. Хачатуров Т.С., Экономика природопользования, М., 1968.
4. Шишкин В.И. и др., Экономика и ресурсосбережение в регионе, Чебоксары, 1998, 752 с. [с.114-144;145-147;261-267; 411-414;415-461;388-397].
5. Функционально-экономический анализ при рационализации и оценке новшеств, Чебоксары, 1998, 158 с. В.И. Шишкин и др.
6. Шишкин В.И., Оценка экономической эффективности капитальных вложений в строительстве, Горький, 1985.
7. Методика по определению экономической эффективности капитальных вложений./ «Экономика строительства», №8 – 1989.
8. Методические указания по определению сметной стоимости при применении новых материалов, изделий, конструкций, М., 1986.
9. Шишкин В.И., Методы оценки мероприятий НТП в строительстве. Горький, 1985, 24 с.
10. СН 509-78. Инструкция по определению экономической эффективности новой техники, изобретений и рациональных предложений.
11. СН 423-71. Инструкция по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве.
12. Шишкин В.И., Маркиянов В.В., Оценка инвестиций в реконструкцию. Сб. научно-практической конференции, ЧИ МГОУ, Чебоксары, 2005.
13. Обоснование выбора конструктивных решений. Горький, 1985, 56 с.
14. Шишкин В.И., Классическая и смешанная реконструкция. « Социально-экономическое развитие Чувашии», сб. науч. статей. Чебоксары, ЧГПУ, 2004, с. 103-107.

РАСЧЕТ ЧИСЛЕННОГО СОСТАВА КОМПЛЕКСНЫХ БРИГАД В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В.А.Алексеев

г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

Традиционные методы определения численного состава комплексных бригад в строительстве предлагают определять эту численность на основе объемов и трудоемкости работ, поручаемых бригаде, занятой на возведении объекта.

Но сроки выполнения работ на объекте во многом зависят и от работы ведущей машины на объекте. На строительной площадке это обычно башенный или стреловой кран.

Мы предлагаем определять численность бригады с учетом сроков выполнения задания по ведущей машине. В этом случае продолжительность выполнения задания (C_p), поручаемого бригаде, определяется по формуле:

$$C_p = \frac{T_m}{K_{вм} \cdot P_p \cdot H_m \cdot H_{см}}$$

где T_m – нормативные затраты времени ведущей машины на планируемый объем общестроительных работ, маш-час;

$K_{вм}$ – коэффициент, учитывающий планируемое выполнение норм ведущей машиной;

P_p – продолжительность рабочей смены, 8 час;

H_m – количество ведущих машин;

$H_{см}$ – количество смен.

Срок выполнения задания по ведущей машине не должен превышать общего срока строительства объекта по графику производства работ.

Общая численность рабочих бригады с учетом производительности ведущей машины (P) определяется по формуле:

$$P = \frac{T}{C_p \cdot K_n \cdot K_e \cdot 8,0}$$

где T – затраты труда на планируемый объем работ, поручаемый бригаде, чел-час (принимаются по локальным сметам);

K_n – коэффициент выполнения норм выработки (определяется средней величиной за 3-4 последних месяца работы бригады);

K_6 – коэффициент выхода рабочих в смену, определяется по показателям табельного учета по формуле:

$$K_6 = \frac{P_{я}}{P_{сн}}$$

где $P_{я}$ – явочное число рабочих (среднегодовой выход рабочих в смену);

$P_{сн}$ – списочная численность рабочих бригады.

Покажем пример определения численного состава бригады.

Ведущая машина – башенный кран. Нормативные затраты времени башенного крана (по локальной смете)-4365,7 маш-часа. $K_{вм}=1,1$, $П_p=8,0$ час, $Н_M=1$, $Н_{сМ}=2$.

По этим данным продолжительность выполнения планируемого объема работ составит:

$$C_p = \frac{4365,7}{1,1 \cdot 8 \cdot 0,1 \cdot 2} = 248 \text{ дней}$$

Общая трудоемкость работ, поручаемых бригаде, составляет 56288,0 чел-час. В таблице приводится распределение затрат труда по видам работ (профессиям) и определение численности рабочих по профессиям.

Численность рабочих по профессиям

| Профессия | Затраты труда, Т | Коэффициент выполнения норм, K_n | Коэффициент выхода рабочих в смену, $K_в$ | Численность рабочих, Р |
|-----------|------------------|------------------------------------|---|------------------------|
| Монтажник | 12075,6 | 1,04 | 0,9 | 7 |
| Каменщик | 25140,3 | 1,04 | 0,924 | 13 |
| Плотник | 6022,8 | 1,04 | 0,924 | 3 |
| Бетонщик | 8996,6 | 1,04 | 0,924 | 5 |
| Штукатур | 4052,7 | 1,04 | 0,898 | 2 |
| Всего | 56288,0 | | | 30 |

Далее по принятым методикам производится расчет численного состава бригады по разрядам по удельному весу работ соответствующих разрядов.

В заключении следует отметить, что основой рациональной организации труда рабочих заключается в том, чтобы численный и профессионально-квалификационный состав рабочих соответствовал принятой структуре технологического процесса объемам выполняемых работ, а также характеру и условиям их выполнения.

АНАЛИЗ МОДЕЛЕЙ И МЕТОДОВ КАЛЕНДАРНОГО ПЛАНИРОВАНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Ю.Г. Васильев, Б.М. Калмыков

г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

Повышение эффективности строительного производства одно из наиважнейших направлений повышения конкурентоспособности предприятий и организаций. Этого можно достичь не только совершенствованием технологии производства, но и совершенствованием управления и планирования на основе средств автоматизации и вычислительной техники. Эффективное управление строительством с применением автоматизированных систем управления возможно только на основе научных подходов моделирования производственной деятельности строительного предприятия. Одним из таких подходов является календарное планирование.

На данный момент разработано большое количество моделей и методов календарного планирования. Выбор того или иного метода определяет качество получаемых планов, следовательно, и эффективность строительного производства в целом. Поэтому необходимо провести анализ существующих подходов.

1. Классическая сетевая модель.

Детерминированная модель, которая характеризуется четко заданными графами работ, т.е. для выполнения очередной работы необходимо завершение всех предшествующих работ.

Модель проста, интуитивно понятна, но ограничена в описании производственных процессов. Продолжительности работ задаются специалистом, как правило, основываясь на опыте их выполнения.

1.1 Метод критического пути.

Данный метод определяет работы, которые являются «критическими» по своему влиянию на общую продолжительность выполнения, и позволяет строить наилучший план с минимальным сроком выполнения работ при минимальных затратах.

Эффективный и быстрый метод определения временных параметров календарного плана. На основе полученного плана определяется потребность в ресурсах. Но для обеспечения выполнения работ ресурсами, с учетом имеющихся в наличии, специалистом выполняется сдвиг по времени работ относительно друг друга, что не всегда приводит к получению оптимального календарного плана.

2. Модель ПЕРТ.

Детерминированная модель является расширением классической сетевой модели. Продолжительности работ не известны, поэтому задаются специалистом вероятностными параметрами.

Модель ПЕРТ позволяет получить календарный план с заданной степенью вероятности. Сложна в эксплуатации, так как требует установки вероятностных параметров для каждой работы, что в реальных производственных условиях трудно реализуемо.

Таким образом, модель носит вероятностный характер, но, по сути, является детерминированной, поэтому обладает всеми достоинствами и недостатками классической сетевой модели.

2.1 Метод критического пути.

В отличие от метод критического пути для классической сетевой модели, вероятность выполнения календарного плана в заданный срок складывается из вероятностей выполнения работ, находящихся на критическом пути.

3. Обобщенная сетевая модель.

Детерминированная сетевая модель с возможностью задавать более широкий спектр технологических зависимостей, что обеспечивает гибкое и адекватное описание технологических и организационных связей работ (совмещенное выполнение, непрерывность работ и т.д.). Данная модель позволяет работать с иерархически структурированными категориями (структурами работ, ресурсов, единиц времени (год, месяц, неделя, день, час)).

3.1. Методы линейного программирования.

Данные методы позволяют получить оптимальный календарный план путем преобразования задачи в множество уравнений. Но размерность задачи экспоненциально увеличивается с ростом количества работ.

3.2. Эвристические методы.

Данные методы позволяют получить близкий к оптимальному календарный план за приемлемое время. Вводится определенное эвристическое правило, но будучи эффективным для одних задач, может дать худший календарный план для других задач.

3.3. Метод ветвей и границ.

Данный метод занимает промежуточное положение между методами линейного программирования и эвристическими методами, так как позволяет получить оптимальный календарный план, сокращая перебор, отсекая неоптимальные решения. Но трудоемок по сравнению с эвристическими методами.

3. Стохастическая сетевая модель.

4.

Стохастические модели характеризуются тем, что задается вероятностный характер параметров графа, т.е. для выполнения работы должны быть выполнены хотя бы несколько предшествующих работ.

В данной модели работы и события не носят фиксированного характера и содержат логические отношения весьма сложной структуры. В модели имеется возможность задания случайных воздействий, обстоятельств и помех. Таким образом, стохастическая модель позволяет отразить процесс с множеством исходов, что позволяет решить сложную проблему прогнозирования результата с оценкой вероятности каждого из направлений и времени его реализации. Данные модели слишком сложны, не гибки и не адекватны.

4.1. Статистический метод.

Данный метод осуществляет поиск такого решения, чтобы вероятность его попадания в допустимую область превышала некоторое заранее заданное число или, в общем случае, вектор границ доверительных интервалов.

5. Нейросетевая модель.

Для получения календарного плана применяются нейросетевые методы оптимизации. Задается граф работ, и на нем обучают нейронную сеть. В процессе обучения устанавливаются коэффициенты узлов нейронной сети, которая затем используется для получения календарного плана на других графах.

Данный подход позволяет выявить специфику задач строительного производства и получать близкие к оптимальному календарные планы. Нейросетевой подход, как и эвристические методы, не позволяет получить оптимальный календарный план для всех задач, а только для определенных классов задач.

6. Имитационная модель.

Полностью моделируется с помощью вычислительных систем производственный процесс. Задаются близкие к реальным условиям

задержки, наличие ресурсов и т.д. В результате использования модели под непосредственным контролем специалиста получают календарные планы, среди которых выбирается наилучший.

Данный подход позволяет в процессе работы более адекватно смоделировать процесс производства, выявить узкие места, учесть опыт специалиста при получении календарного плана. Недостатком является получение не всегда оптимального календарного плана, что объясняется присутствием человеческого фактора.

Выводы.

Особенность строительного производства заключается в технологической последовательности выполнения работ и связях между ними, широкой номенклатурой используемых ресурсов и огромным количеством выполняемых работ.

Описанные выше модели и методы отличаются как степенью адекватности описания производственных процессов, сложностью, качеством получаемых календарных планов и т.д. Выбор того или иного подхода определяется требованиями, предъявляемым к получаемому плану. Обследование строительных предприятий г. Чебоксары показало, что наиболее часто используемыми являются классические сетевые, имитационные модели и методы в силу их простоты и эффективности.

С научной точки зрения, необходимо добиться получения оптимальных календарных планов. Эта задача является NP-сложной, т.е. не существует на данном этапе моделей и методов, позволяющих получить оптимальное решение за конечное время для всех задач.

Поэтому авторы предлагают подход, который заключается в следующем. Необходимо классифицировать все задачи управления строительного производства для выделения групп задач, обладающих одинаковыми свойствами организованной сложности. Для этого необходимо разработать исследовательский программный комплекс, позволяющий выявить внутренние свойства задач и их влияние на результат календарного планирования с использованием различных моделей и методов теории расписаний.

Тогда на практике система управления, реализующая предлагаемый подход, для заданной задачи будет использовать модель и метод, которые дают наилучшее решение с точки зрения оптимальности. Внедрение результатов позволит повысить эффективность планирования за счет использования научного подхода к организации и управлению строительного производства.

СТРОИТЕЛЬСТВО КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ЖИЛЫХ ДОМОВ В НОВОЧЕБОКСАРСКЕ ПО СОВРЕМЕННОЙ КОНЦЕПЦИИ

Н.З. Киселев

г. Чебоксары, ОАО ПИ «Чебоксарский Промстройпроект»

В.Ф. Богданов, Г.Н. Алексеева

г. Чебоксары, Чувашский госуниверситет

Жилищный фонд России составляет примерно 3 млрд. кв. м общей площади. Существенным в его создании явилось крупнопанельное домостроение, осуществляемое высокими темпами начиная с 1960-х годов. У первых массовых серий крупнопанельных домов (КПД) было много недостатков, но наряду с этим постоянно совершенствовались как конструктивные, объемно-планировочные решения, так и технология монтажа их. Не случайно в общем объеме жилищного строительства в России уровень КПД достиг почти 50%, а в отдельных городах до 70-90%. Оппоненты, особенно архитекторы критиковали КПД за их массовость в типовых решениях, акцентируя внимание на недостаточной выразительности фасадов, крыш и т.п.

Во втором по величине городе Чувашской республики (ЧР) Новочебоксарске – в современном большом и уютном городе, разместившемся на правом берегу р.Волга, с населением 120 тыс. человек, половина жилого фонда выполнена в крупнопанельном варианте. Здесь первый КПД был построен в 1960 году. Дома для химиков и энергетиков строил и строит один из лучших домостроительных комбинатов России (ДСК).

Еще в дорыночный период в Новочебоксарске широко применялась серия 121 «Ч». «Ч»-чувашская. КПД этой серии оценивались наравне с кирпичным жильем из-за функционально грамотного подхода к объемно-планировочным решениям в границах действующих СНиП. За разработку и реализацию этой серии группа градостроителей была отмечена Государственной премией СССР.

При переходе к рыночной экономике объемы жилищного строительства резко уменьшились и в начале 1990-х годов снизились до уровня 1958 г., а мощности ДСК в ряде городов, в том числе и Новочебоксарске оказались лишними из-за недостаточности инвестиций. ДСК перешел к выпуску сертифицированной каркасной серии на основе переработанной французской «SARET».

Даже при достаточности инвестиций далее невозможно было продолжать КПД образца дорыночного периода, т.к. изменилась концепция развития строительства, согласно которой необходимо строиться в существующих границах городов, переходить к энергосберегающим технологиям и

реконструкции жилых домов первых массовых серий. Ценообразование на основе спроса и предложения привело к существенному удорожанию строительной продукции. Жилье стало недоступным для малообеспеченных слоев населения. Появились понятия «социальное жилье», «муниципальное жилье», имея ввиду, что «квадратный метр» должен быть дешевле при общественно необходимом уровне качества.

Как делать такое жилье? В условиях «новых стандартов» жилья президент, правительство, архитекторы, конструкторы, технологи, экономисты и мн. др. специалисты ЧР возобновили КПД в Новочебоксарске на современном уровне, существенно отличающемся от дорыночного. Для этого на конкурсной основе создали новый проект.

Приоритетным стал созданный ОАО «ПИ «Чебоксарский Промстройпроект» объект-представитель - новый КПД, который komponуется из 5- и 9-этажных рядовых и поворотных секций, разработанных на основе модульной системы 32М×32М, т.е. в шаге 3,2 м по размеру наружной стеновой панели в продольном и поперечном направлениях секций. Секции рядовые и поворотные под углом 90 градусов из-за необходимости решения градостроительных задач. Рядовые блок-секции предназначены только под жилье, а в поворотных - на 1-этаже можно разместить предприятия обслуживания населения при высоте этажа 3,6 м или квартиры при стандартной высоте этажа по усмотрению заказчика. В проекте секции на типовом этаже размещены 4 квартиры: 2 однокомнатных и 2 двухкомнатных. Новые объемно-планировочные решения квартир разработаны с учетом усовершенствованной номенклатуры изделий. Номенклатура значительно сократилась из-за рациональной планировки прихожих, коридоров, санитарно-технических кабин. В санитарном узле размещаются ванна длиной 1,7 м, стиральная машина и тара для использованного белья. В туалете устанавливаются унитазы любой модели, счетчики расходов холодной и горячей воды. В жилой части квартир сохраняются нормативные площади общих комнат, спален, кухонь. Площади 1-комнатных квартир составляют 37 м², 2-комнатных – 54 м², 3-комнатных – 64 м². В подъездах увеличена ширина лестничных клеток, имеются два лифта – грузовой и пассажирский. На каждом этаже предусмотрены мусороприемные клапаны. Наружные стеновые панели выполнены 3-слойными с учетом современных требований строительной теплотехники. В качестве утеплителя используется пенополистирол, который значительно улучшает и звукоизоляцию. 3-слойные панели производятся ДСК после переоснащения производства под новую технологию.

Проекты КПД разработаны как неизменяемые технические решения и позволяют в зависимости от градостроительных задач объединять панельные секции в архитектурные группы, назначать этажность панельных секций и

др. на конкретной площадке строительства. Выразительность фасадов решается с использованием современных конструкций и отделочных материалов. Каждое из решений фасадов собрано в отдельный альбом «Внешняя отделка фасадов».

Дома на основе модульной системы 32М×32М – это: высокий уровень теплосбережения и звукоизоляции, красивые современные фасады, удобные для потребителей планировки, возможность размещения встроенных предприятий обслуживания населения, эффективные технологии и материалы.

Ниже приведено сравнение теперь уже устаревшей базовой серии 121 «Ч», варианта панельного дома РГУП «Чувашгражданпроект» на основе жилого дома по ул. Байдула в г. Чебоксары и разработки ОАО «ПИ «Чебоксарский промстройпроект»:

Т а б л и ц а

| Базовая серия 121 «Ч» | Разработка РГУП «Чувашгражданпроект» | Разработка ОАО «ПИ «Чебоксарский промстройпроект» |
|---|--|--|
| Разработана типовая документация на рядовые и поворотные (90 и 135 град) блок-секции. Этажность блок – секций – 5-9 этажей | Имеется документация на рядовые секции в составе индивидуального проекта жилого дома по ул. Байдула, г. Чебоксары. Этажность блок – секций – 5-9 этажей. Типовая документация не разработана | Разработана типовая документация на рядовые и поворотные (90 град) блок-секции. Этажность блок- секций – 5-9 этажей |
| Возможность размещения предприятий обслуживания населения на 1 этаже не проработана. Предприятия обслуживания могут быть только пристроенными | Возможность размещения встроенных помещений на 1 этаже не проработана | Проработана возможность размещения предприятий обслуживания населения на 1 этаже. Предприятия обслуживания могут быть встроенными, пристроенными, встро-енно-пристроенными |
| Архитектурная выразительность достигается за счет увеличения номенклатуры | Архитектурная выразительность достигается за счет увеличения номенклатуры | Архитектурная выразительность достигается за счет витражей и легких навесных элементов |

| | | |
|---|--|---|
| сборных изделий | сборных изделий, лоджий и витражей | |
| Отделка фасада – каменная фактура. Цветовая гамма – серый цвет | Отделка фасада – покраска современ- ными лакокрасочны- ми составами. Цветовая гамма – любой цвет | Отделка фасада – покраска современ- ными лакокрасочны- ми составами. Цветовая гамма – любой цвет |
| Модульная система разработчиком проек- та не принята | Модульная система разработчиком про- екта не принята | Разработана модуль-ная система 32м x 32м, увеличена пло-щадь квартир и уменьшена номенклатура изде- лий |
| Количество квартир на этаже 5-эт. блок- секции – 3 | Количество квартир на этаже 5-эт. блок-секции – 4 | Количество квартир на этаже 5-эт. блок-секции –4 |
| Количество квартир на этаже девятиэтаж- ной блок-секции – 4 кв. | Количество квартир на этаже девятиэтаж- ной блок-секции – 4 кв. | Количество квартир на этаже девятиэтаж- ной блок-секции – 4 кв. |
| | По блок-секции: площадь квартир – 1684 кв.м, жилая площадь – 940,5 кв.м, строительный объем- 7185 кв.м | По блок-секции: площадь квартир – 1702 кв.м, жилая площадь – 849 кв.м, строительный объем- 8212 кв.м. |
| По 1-комн. квартире площадь квартиры – 35,43 кв.м, жилая площадь – 18,06 кв.м | По 1-комн. квартире площадь квартиры – 34,68 кв.м, жилая площадь – 17,1 кв.м | По 1-комн. квартире площадь квартиры – 38,44 кв.м, жилая площадь – 18,82 кв.м |
| По 2-комн. квартире площадь квартиры – 50,11 кв.м, жилая площадь – 28,85 кв.м | По 2-комн. квартире площадь квартиры – 50,78 кв.м, жилая площадь – 28,5 кв.м | По 2-комн. квартире площадь квартиры – 57,17 кв.м, жилая площадь – 28,94 кв.м |
| Эксплуатация объекта инвалидами не разрешена | Эксплуатация объекта инвалидами не разрешена | Эксплуатация объекта инвалидами разрешена в объеме действующих норм |
| Лифтовое оборудо- | Лифтовое оборудо- | Лифтовое оборудова-ние |

| | | |
|---|---|--|
| вание устарело и не соответствует нормам | вание устарело и не соответствует нормам | соответствует действующим нормам |
| Система мусоропровода устарела и не соответствует нормам. Мусороприемные клапаны предусмотрены через этаж | Система мусоропровода устарела и не соответствует нормам. Заложенные решения не обеспечивают герметичность и ремонтпригодность. Мусороприемные клапаны предусмотрены через этаж | Система мусоропро-вода соответствует нормам. Стволы оборудованы системой очистки и пожаротушения. Мусороприемные клапаны предусмотрены на каждом этаже |
| Тепловая защита не соответствует нормам | Тепловая защита соответствует нормам | Тепловая защита соответствует нормам. В составе проекта разработаны новые трехслойные панели перекрытия techподполья, что уменьшило построчную трудоемкость |
| Электротехническая часть проекта не соответствует ПУЭ | Электротехническая часть проекта не соответствует ПУЭ | Электротехническая часть проекта соответствует ПУЭ |
| Применены двужильные провода из алюминия. Отсутствует заземление | Применена двужильная проводка | Расширены внутрипанельные каналы для затяжки в них современных кабелей. Применены трехжильные кабели из меди |
| Освещенность лестничной клетки в 5 эт. блок-секции после остекления лоджий жильцами не соответствует действующим нормам | Без оценки | Улучшена естественная освещенность лестничной клетки. Искусственное освещение решено в соответствии с действующими нормами |
| Кровля холодный чердак. Невозможна замена утеплителя без демонтажа яруса плит | Холодный чердак. Возможна замена утеплителя | Холодный чердак. Возможна замена утеплителя. В разработке 3-слойная кровельная панель перекрытия чердака в имеющейся на ДСК оснастке, что позволит сделать чердак теплым |

На строительной площадке первым примером возрождения стало строительство двух пионерных домов в 3а – микрорайоне по ул. Советской и Пионерной в г. Новочебоксарске. Дома 18 и 19 строятся на денежные средства, предоставленные Венгерским Райффайзенбанком. Заказчиком проекта является ОАО «Ипотечная корпорация ЧР», генподрядчиком – Венгерская строительная фирма «Хоффман», субподрядчиком – ОАО «Новочебоксарский ДСК». Полученный кредит на строительство жилых домов общей площадью 27 тысяч квадратных метров обеспечивается под гарантию правительства ЧР и оценивается в 5000000 €. Главной составляющей контракта являются низкие процентные ставки банковского кредита по сравнению с отечественными, что делает стоимость жилья дешевле и доступнее.

Большим успехом «Венгерского квартала» является выразительное и оригинальное решение фасадов с использованием современных конструкций и отделочных материалов. Теперь фасады панельных домов еще краше и выразительнее, чем раньше, им не подходят широко известные эпитеты «серые», «унылые», «плоские».

Расширение строительства КПД на основе системы 32м x 32м позволит вывести на новый уровень качество строительства социального жилья, сократить номенклатуру типоразмеров изделий и металлооснастки и строить быстро, экономичнее.

Ко Дню Республики состоялась презентация дома №19 «Венгерского квартала», а в начале сентября 346 семей радовались новоселью: 16 квартир приобретены по социальной ипотеке, 35 квартир – по классической ипотеке, 74 – по программе «Молодая семья», 13 – по социальному субсидированию, 93 – на принципах долевого участия в строительстве, остальные – за полную стоимость. Скоро и дом №18 будет введен в эксплуатацию.

В ближайшем будущем предполагается построить «Венгерский квартал» и в Чебоксарах. Новым опытом домостроителей заинтересовались в Татарстане, Марий Эл.

По нашему мнению, для повышения конкурентноспособности КПД в Новочебоксарске необходимо еще:

продолжить научно-исследовательские работы с целью дальнейшего совершенствования энергосберегающих проектных решений;

исследовать и находить новые пути совершенствования организационных форм управления КПД с учетом концентрации производства, его специализации, комбинирования и кооперирования в развивающихся рыночных отношениях в строительстве;

создать сертифицированные системы менеджмента качества в проектных институтах и на строительных предприятиях, ориентируясь на требования

международных стандартов ИСО 9001:2000, чтобы процесс улучшения качества КПД стал неотъемлемой частью повседневной работы;

постоянно изучать опыт КПД в других регионах России и за рубежом, включая сбор, обработку, учет, регистрацию, хранение и обновление информационных ресурсов;

вести мониторинг КПД;

совершенствовать уровень работы производственного контроля, технического, авторского и государственного надзора;

повысить уровень работы органов местного самоуправления при подготовке и ведении строительства, а также по технической эксплуатации КПД.

ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ И ИНЖЕНЕРНЫЕ СИСТЕМЫ

ЭНЕРГОАУДИТ В ОБСЛЕДОВАНИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

М. Л. Бойкова, А.Н. Макаров, Н.Н. Мингазов, А. Ю. Яранцев, С.Г. Евдокимов
Йошкар-Ола, Марийский государственный технический университет

При проведении технического обследования редко обращается внимание на качество и параметры инженерных систем, в той или иной мере потребляющих энергию: системы отопления, электроснабжения, горячего и холодного водоснабжения, канализации, газоснабжения. Однако, необходимо иметь в виду, что нормальная работа этих систем, а также правильная и экономная их работа обеспечивает продление срока службы не только самих систем, но и конструкций здания. Кроме того, нормальная эксплуатация систем обеспечивает параметры качества среды помещений, которые оказывают влияние на ценность того или иного объекта, на его физическое состояние, долговечность, надежность.

Энергоаудит направлен на решение следующих основных задач:

- оценка фактического состояния энергоиспользования на предприятии, выявление причин возникновения и определение значений потерь топливно-энергетических ресурсов;
- разработка плана мероприятий, направленных на снижение потерь топливно-энергетических ресурсов;
- выявление и оценка резервов экономии топлива и энергии;
- определение рациональных размеров энергопотребления в производственных процессах и установках;
- определение требований к организации по совершенствованию учета и контроля расхода энергоносителей;
- получение исходной информации для решения вопросов создания нового оборудования и совершенствования технологических процессов с целью снижения энергетических затрат, оптимизации структуры энергетического баланса предприятия путем выбора оптимальных направлений, способов и размеров использования подведенных и вторичных энергоресурсов.

Таким образом, исходя из всего выше сказанного, можно говорить о том, что энергоаудит способствует также решению экологических вопросов - экономному расходованию природных ресурсов.

Методология проведения энергоаудита включает различные уровни энергетических обследований:

- предварительный энергоаудит (преаудит);
- энергоаудит первого уровня - расчет энергопотребления и затрат;

- энергоаудит второго уровня — углубленное обследование энерготехнологических характеристик оборудования и промышленного предприятия в целом, расчет энергетических потоков.

Вся информация, полученная из документов или путем инструментального обследования является исходным материалом для анализа эффективности энергоиспользования. Методы анализа применяются к отдельному объекту или предприятию в целом. Конкретные методы анализа энергоэффективности зависят от вида оборудования и исследуемого процесса, типа и отрасли принадлежности предприятия.

Для качественного проведения энергоаудита определяются факторы, влияющие на потребление энергии. Например, для технологического оборудования таким фактором служит выпуск продукции, для систем отопления – наружная температура, для систем передачи и преобразования – выходная полезная энергия и т.д. Затем вычисляется удельное энергопотребление по отдельным видам энергоресурсов и объектам, которое является отношением энергопотребления к влияющему фактору, значение удельного потребления сравниваются с базовыми цифрами, определяются прямые потери энергии за счет утечек энергоносителей, нарушения изоляции, неправильной эксплуатации оборудования, простоя, недогрузки и других выявленных нарушений. В конечном итоге выявляются наиболее неблагополучные системы с точки зрения эффективности энергоиспользования.

Согласно этим правилам проведения энергоаудита специалисты МарГТУ провели уже не одно энергетическое обследование, которое показало, что у предприятий и организаций есть возможности для экономии природных ресурсов, а также собственных средств на оплату предоставляемых услуг, а также для улучшения работы инженерных систем объекта, улучшения показателей качества объекта.

На основании анализа данных по проведенным обследованиям можно с уверенностью сказать, что наиболее количество затрат по коммунальным услугам приходится на отопление объектов. Данная проблема вполне решаема за счет уменьшения теплопотерь через ограждающие конструкции зданий. Одновременно в решении задачи по уменьшению теплопотерь решается вопрос по защите наружных ограждающих конструкций от воздействия атмосферных факторов, увеличению срока службы наружных отделочных покрытий, т.е. улучшается не только качество среды объекта, но и качество самого объекта – надежность и долговечность.

Решения остальных вопросов энергосбережения чаще всего кроется в возможности экономии электроэнергии, изменении системы отопления.

ЭНЕРГОСНАБЖЕНИЕ НА БАЗЕ ТЕПЛОНАСОСНЫХ СИСТЕМ

А.М. Аввакумов, К.А.Иванова, В.И.Тарасов

г. Чебоксары, Чувашский государственный университет им. И.Н.Ульянова

Основное назначение тепловых насосов (ТН) – это отопление и горячее водоснабжение с использованием природных низкопотенциальных источников тепла и “сбросного” тепла промышленности и коммунально-бытового сектора - вода с температурой от +5 до +40 °С. Чаще всего, в качестве источника используются артезианские скважины, промышленные сбросы, градирные установки, незамерзающие водоемы, родники.

ТН тратит энергию не на выработку тепла, как электрообогреватель, а только на перемещение хладогена по системе. Основная же часть тепла передается потребителю от источника. Этим и объясняется низкая себестоимость тепла от ТН.

Тепловые насосы, так же и холодильные установки относятся к трансформаторам тепла, в которых тепло низкого потенциала с температурой T_n , трансформируется на высокий температурный уровень T_v .

На рис. 1 приведена схема и процесс в T-s диаграмме парокомпрессионного теплового насоса, а на рис. 2 - схема абсорбционного теплового насоса.

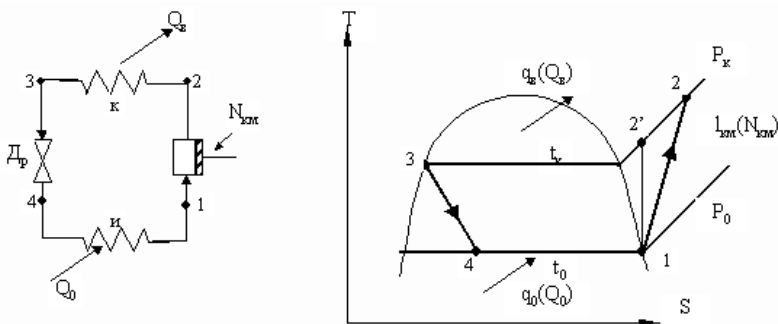


Рис. 1 Схема парокомпрессионного теплового насоса (ТН) и процесс в T-s диаграмме: КМ – компрессор; К – конденсатор; Др – дроссель; И – испаритель; P_k ; t_k – давление и температура в конденсаторе; P_0 ; t_0 – давление и температура в испарителе

Работа ТН осуществляется за счет подведенной к компрессору (КМ) электроэнергии. В процессе 1-2 (в компрессоре) повышается давление рабочего вещества с P_0 до P_k . Затем в процессе 2-3 (в конденсаторе) при $P_k =$

const происходит охлаждение и конденсация рабочего вещества с отводом тепла q_w (Q_w), которое передается потребителю. В процессе 3-4 происходит расширение (дросселирование) рабочего вещества с P_k до P_0 , а в процессе 4-1 в испарителе рабочее вещество испаряется при t_0 за счет подведенного тепла q_0 (Q_0) от НПИТ. Это количество тепла, как было сказано выше, трансформируется на температурный уровень T_w .

Практическую теплонасосную схему предложил Кельвин в 1852 г. Она была названа “умножителем тепла”.

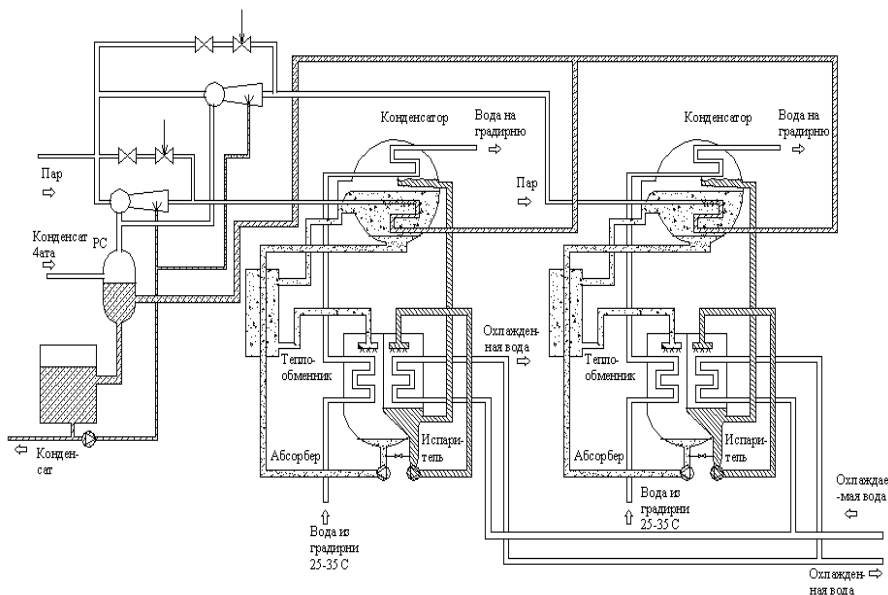


Рис. 2 Схема абсорбционного теплового насоса

Первый подробный проект парокомпрессионной теплонасосной установки в СССР был разработан известным физиком Михельсоном В.А. в 20-х годах.

Тепловые насосы получили быстрое развитие с 20-30-х годов. Так в Англии в 1930 г. был испытан первый домашний тепловой насос для отопления и горячего водоснабжения.

Энергетическая эффективность ТН оценивается коэф. трансформации тепла (μ) и эксергетическим КПД.

Коэффициент трансформации тепла (μ) является отношением количества тепла (Q_b), полученного в ТН, к затраченной мощности ($N_{км}$) на привод компрессора:

$$\mu = Q_b / N_{км}$$

Для идеального ТН, исходя из цикла Карно:

$$\mu^u = T_g / (T_g - T_o)$$

Очевидно, что применение тепловых насосов особенно эффективно в случае использования воздушных систем и напольных систем водяного отопления, для которых температура в конденсаторе может не превышать 35-40°C.

Идеальный вариант для тепловых насосов — наличие вблизи от потребителя источника “сбросного” тепла промышленного или коммунального предприятия.

В качестве довольно универсального источника низкопотенциального тепла можно использовать теплоту грунта. Известно, что на глубине 4-5 м и более температура грунта в течение года практически постоянна и соответствует среднегодовой температуре атмосферного воздуха. В климатических условиях средней полосы России эта температура составляет +5-8°C.

Вторым критерием оценки эффективности работы ТН, является эксергетический КПД, который учитывает не только количество полученного тепла, но и его качество, т.е. температурный уровень (T_b). Эксергетический

$$\text{КПД: } \eta_e = \frac{Q_b \times (\tau_q)_g}{N_{км}} \mu(\tau_q)_g,$$

где $(\tau_q)_g$ - коэффициент работоспособности тепла (или КПД цикла Карно).

$$(\tau_q)_g = \frac{T_g - T_{oc}}{T_g} = 1 - \frac{T_{oc}}{T_g}$$

Пределы изменения эксергетического КПД: $0 \leq \eta_e \leq 1$, для реальных ТН коэффициент трансформации составляет $\mu \approx 3 \div 4$, в то время как $\eta = 30 \div 40\%$.

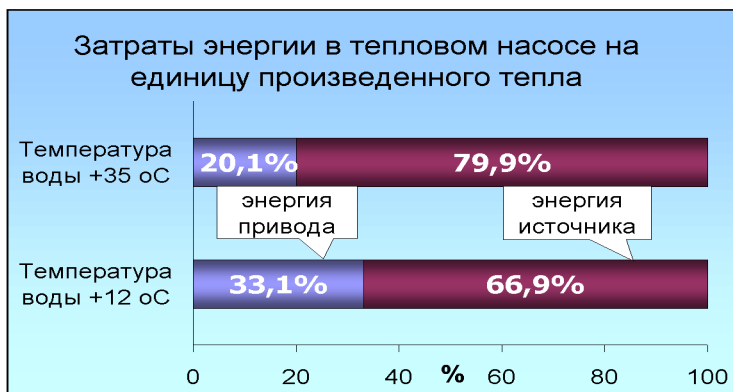
Это означает, что на каждый затраченный кВт*ч энергии в реальной ТНУ полезно в конденсаторе можно использовать $Q_b = 3-4$ кВт. Это является основным преимуществом ТНУ перед другими способами получения тепла.

Таким образом, ТН в 1,2-2,5 раза выгоднее котельных. Стоимость тепла от ТН примерно в 1,5 раза ниже стоимости тепла от централизованного теплоснабжения и в 2-3 раза ниже при теплоснабжении от угольных и мазутных котельных.

В странах с суровыми климатическими условиями целесообразно применять ТНУ по бивалентной схеме, в которой в отопительный период теплоснабжение зданий осуществляется преимущественно от теплового насоса (80-90% годового теплопотребления), а пиковые нагрузки (при низких температурах) покрываются электродкотлами или котлами на органическом топливе.

К настоящему времени масштабы внедрения тепловых насосов в мире следующие:

- В Швеции 50% всего отопления обеспечивают ТН
- В Германии предусмотрена дотация государства на установку тепловых насосов в размере 400 марок за каждый кВт установленной мощности;
- В Японии ежегодно производится около 3 млн. ТН.
- В США ежегодно производится около 1 млн тепловых насосов;
- В Стокгольме 12% всего отопления города обеспечивается тепловыми насосами общей мощностью 320 МВт, использующими как источник тепла Балтийское море с температурой +8°C.



Лидером теплонасосостроения в РФ является ЗАО «Энергия» г. Новосибирск Оно является практически единственным в РФ серийным производителем парокомпрессионных тепловых насосов.

Выпускаются машины нескольких классов: компрессионные, с винтовым компрессором, с турбокомпрессором, и абсорбционные.

Примеры внедрения тепловых насосов в Чувашии РФ. Проект «Внедрение автономных, топливосберегающих, экологически чистых теплонасосных

станций, работающих на местных, возобновляемых гидроэнергоресурсах р.Волга в Заволжье общей тепловой мощностью 5,1 МВт»

Теплоснабжение объектов п. Сосновка осуществляется от бивалентной котельной «Тепловой насос – пиковые котлы на твердом топливе». Потребителями тепла являются школа, больница, жилой массив и административные здания, тепло предназначено для нужд отопления и горячего водоснабжения.

На объекте «Школа + больница» в существующем здании котельной установлены 2 тепловых насоса тепловой мощностью 360 кВт и 150 кВт и 3 водогрейных котла КВМ-0,63 теплопроизводительностью по 0,54 Гкал/час (628 кВт) каждый.

Для жилого сектора смонтировано 2 тепловых насоса с тепловой мощностью по 300 кВт каждый, для которых предусмотрено строительство пристрой к существующей котельной. В существующей котельной установлено 4 котла «Универсал». Тепловая нагрузка систем отопления и ГВС составляет 1,03 Гкал/час, в том числе тепловая нагрузка, обеспечиваемая теплонасосом 0,52 Гкал/час.

В холодный период года и часы максимума при недостаточной тепловой мощности теплонасосов для догрева теплоносителя включаются котлы, работающие на угле. Обе системы трубопроводов теплонасосной станции и котельной работают последовательно.

Тепловые насосы используют возобновляемую теплоту грунтовых вод с температурой 7°C. Подача грунтовой воды осуществляется из 2-х водозаборных скважин с помощью погружных насосов, после охлаждения до 2°C вода закачивается через две приемные скважины в подземный горизонт. Общее количество скважин – 5 (одна – резервная). Они связаны между собой трубопроводами для подачи артезианской воды от теплового насоса и отвода артезианской воды от теплового насоса. В селе Бичурино Мариинско – Посадского района Чувашской республики в существующей котельной установлен тепловой насос мощностью 540 кВт. Тепловой насос использует низкопотенциальную, возобновляемую теплоту грунтовой воды температуры 7°C. Тепловой насос и электродкотел образуют бивалентную котельную.

Список литературы:

1. В.Г.Горшков. Тепловые насосы. Москва.ОАО «АСТ-Моск. полиграфический дом». Справочник пром. оборудования. 2005.
2. В.Г.Горшков. С.В.Осипович. В.А.Тарасов. Перспективы развития теплонасосной техники в Чувашской Республике. Опыт внедрения.// Энергоэффективность. Опыт. Проблемы.Решения. 2003г. №2.

ПРОТИВОНАКИПНАЯ ОБРАБОТКА ВОДЫ В КОТЕЛЬНЫХ ЖКХ

Аввакумов А.М, Тарасов В.И.

г. Чебоксары, Чувашский государственный университет им. И.Н.Ульянова

В Чувашской Республике более 1200 котельных, оборудованных водогрейными котлами, эксплуатируются без водоподготовительных устройств (ВПУ), а там где они есть, как правило, не работают, так как они были подобраны без учета химического состава воды. Зачастую подпитка тепловых сетей и котлов осуществляется высокоминерализованной водой из подземных источников. В результате на поверхностях теплообменного оборудования образуются накипные отложения, а металл котлов и систем теплоснабжения - корродирует. Коэффициент теплопроводности накипи в 15-35 раз меньше, чем у стали ($\lambda=45$ Вт/м К), т.е. накипь фактически является теплоизолятором между металлической стенкой и водой.

Отложения на внутренних поверхностях трубопроводов уменьшают их проходное сечение, увеличивая гидравлическое сопротивление.

Это приводит также к увеличению расхода электроэнергии на циркуляционных насосах. Не менее важной задачей является защита внутренних поверхностей труб от кислородной коррозии. Проблема усугубляется из-за больших объемов подпитки воды из-за несанкционированного водоразбора и свищей.

Только за счет уменьшения КПД котельных без ВПУ ежегодные потери тепла в Чувашии, по нашим оценкам, составляют порядка 1.5 млн. Гкал.

В котельных установках, где эксплуатируются традиционные системы водоподготовки в виде фильтров Na – катионирования также имеются свои проблемы. Во – первых, они металлоемки и дороги. Во – вторых, они имеют большие эксплуатационные затраты. В – третьих, они пассивны к имеющимся накипным отложениям и в процессе регенерации фильтров образуются вредные хлоросодержащие вещества, сбрасываемые в канализацию. Необходимо в системе ХВО иметь еще и деаэратор.

Таким образом, при эксплуатации котлов и сетей с точки зрения водоподготовки возникают две основные проблемы. Это образование накипи и коррозия металла.

Далее вкратце рассмотрены наиболее, с точки зрения авторов, прогрессивные, получившие широкое распространение технологии (методы) водоподготовки.

1. Электрохимическая.

Принцип и действия электрохимического устройства для обессоливания воды основан на пропускании электротока через воду, что обеспечивает простой электролиз: на катоде разряжаются катионы Ca^{2+} , Mg^{2+} и др., а на

аноде - анионы SO_4^{2-} , Cl^- и др. В результате часть солей жесткости выводится из системы теплоснабжения.

2. Стабилизационная.

Механизм антинакипного эффекта при стабилизационной обработке воды сводится к следующему. В сырую воду, поступающую в водогрейный котел и содержащую растворимые накипеобразующие соли, представленные в основном бикарбонатами кальция $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ и магния $\text{Mg}(\text{HCO}_3)_2$ добавляют комплексообразующий реагент. При нагревании эти соли начинают постепенно разлагаться, переходя в форму практически нерастворимых карбонатов (CaCO_3 , MgCO_3). Раствор переходит в пересыщенное состояние и начинается процесс зародышеобразования и роста микрокристаллов этих солей, однако в присутствии реагента этот процесс заканчивается на этой стадии т. к. реагент не только препятствует росту кристаллов, но и разрушает уже сформировавшиеся старые кристаллы и накипь.

3. Магнито-импульсная.

Сущность способа заключается в том, что постоянный ток источника питания с помощью коммутирующего элемента преобразуется в импульсный ток и поступает на электромагнит. В результате воздействия на очищаемую поверхность переменного магнитного поля происходит ее намагничивание до индукции насыщения. При уменьшении величины переменного поля, возникает магнитострикционный эффект, т.е. периодическое расширение и сжатие поверхности. В ферромагнитном материале возникают продольные колебания в пределах упругой деформации. Поскольку отложения на поверхности не обладают магнитными свойствами, то на очищаемой поверхности между ферромагнитным материалом и отложениями возникает деформация сдвига, вызывающая их отслоение. Действие импульсного переменного магнитного поля не ограничивается только предотвращением образования накипи и сохранением за счет этого эффективности теплотехнического оборудования.

4. Ультразвуковая.

Под действием ультразвуковых колебаний в толще воды образуется множество кавитационных пузырьков, которые являются центрами кристаллизации солей. Разрушение старых отложений происходит под воздействием механических деформаций сдвига, вызванными распространением акустического импульса по металлу.

5. Противокоррозионные мероприятия.

Для решения данной проблемы часто используют ингибиторы. Их действие обусловлено изменением состояния поверхности металла через уменьшение площади активной поверхности металла вследствие адсорбции ингибитора, или путем образования с катионами металлов

труднорастворимых соединений, а также изменением энергии активации коррозионного процесса.

По госконтракту (генеральный подрядчик ООО «ЗЭиМ-ЭСКО») на объектах Чувашии выполнен комплекс работ и мероприятий по проекту «Внедрение физико-химических методов и средств предотвращения накипеобразования в котельных установках и системах теплоснабжения бюджетной сферы и ЖКХ».

Работы выполнены на следующих объектах: котельные № 1 и 6 г. Цивильска, котельные № 3 и 7 г. Ядрина, котельная « Центральная» с. Аlikovo, котельная 27-Ю п. Лапсары, : котельные № 1 и 12 г. Алатыря.

На данных объектах внедрены следующие технологии: ультразвуковая, электрохимическая, стабилизационная, а также химическая очистка теплообменного оборудования.

Вышеуказанные технологии внедрены и успешно эксплуатируются на следующих объектах:

– котельная №1 г. Цивильска. Внедрена антинакипная ультразвуковая технология с использованием установки USP-1000. Она позволила поддерживать поверхности теплообменного оборудования без накипи, что значительно снизило эксплуатационные расходы на подготовку подпиточной воды. Экономический эффект - 63677,4 руб. в год.

– котельная №6 г. Цивильска. Внедрена антинакипная электрохимическая технология с использованием установки АЭА-Т-350. Она позволила предотвратить отложение накипи на поверхностях теплообменного оборудования без использования традиционной ХВО. Экономический эффект - 62934,75 руб. в год.

– котельная №3 г. Ядрин. Внедрена технология химической очистки котлов с применением композиции на основе тринатрийфосфата. Она позволила эффективно очистить поверхности оборудования без применения сильных кислот и покрыть металлическую поверхность защитной антикоррозионной пленкой. Экономический эффект - 245230,68 руб. в год.

– котельная №7 г. Ядрин. Внедрена оригинальная технология обработки сверхжесткой артезианской воды - стабилизационная обработка по схеме коррекционной ступени за катионитными фильтрами. Это позволило не только организовать безнакипной режим, но и отмыть старые отложения «на ходу». Экономический эффект - 63708,95 руб. в год без учета защиты внутренних поверхностей труб от коррозии за счет их фосфатирования.

– котельная «Центральная» с.Аlikovo. Внедрена централизованная система водоподготовки в кот. «Центральная» по схеме коррекционной ступени за катионитными фильтрами. и система транспортировки химочищенной воды из кот. «Центральная» в кот. «Парковая».

– котельная №1 г.Алатырь. Внедрена технология стабилизационной обработки воды комплексоном ОЭДФ-МА. Технология эксплуатировалась на внешнем контуре теплоснабжения в течение трех месяцев. За это время стабилизировать концентрацию реагента в сетевой воде не удалось из-за большого количества накопившейся с годами «грязи» в сети и большой подпитки в следствии утечек и несанкционированного водоразбора. Расчеты, проведенные позже, подтвердили, что для удаления всей «грязи» из системы теплоснабжения микрорайона «Стрелка» потребуется эксплуатация технологии в течении не менее двух отопительных сезонов.

– котельная №12 г.Алатырь. Внедрена технология стабилизационной обработки воды комплексоном ОЭДФ-МА. После пробного запуска технология выведена из эксплуатации по причине вялого гидродинамического режима парового котла ДЕ, реконструированного в водогрейный режим. Эксплуатация технологии могло привести к скоплению шлама в трубах и их пережогу, то есть к аварии. Было решено сначала устранить конструктивные недостатки котла и только после этого запустить технологию.

– котельная №27-Ю пос.Лапсары. Внедрена технология стабилизационной обработки воды комплексоном ОЭДФ-МА путем замещения фильтров Na-катионирования. В течении двух месяцев эксплуатации технологии удалось выйти на стабилизационный режим при концентрации реагента – 0,6 мг/дм³. Визуальная дефектоскопия контрольных образцов, извлеченных из котла и химический анализ отложений подтвердили отсутствие солей накипи на них. Экономический эффект за счет уменьшение затрат на химводоподготовку за два месяца составил 26330.5 руб. без

учета положительного эффекта от защиты внутренних поверхностей труб от коррозии.

ВЫВОДЫ:

1. Внедрены антинакипные технологии: ультразвуковая, электрохимическая, стабилизационная.
2. Разработана и внедрена эффективная технология очистки поверхностей энергетического оборудования от накипных отложений.
3. Технология стабилизационной обработки воды комплексоном является наиболее предпочтительной и экономически более выгодной.

Список литературы:

1. Баскаков А.П., Щелоков Я.М. Качество воды в системах отопления и ГВС. Екатеринбург, 2000.34 с.

2. Чаусов Ф.Ф. Раевская Г.А. Комплексный вводно-химический режим теплоэнергетических систем низких параметров. Ижевск. 2003. 280 с.
3. Хайкин Р.А., Потапова, Н.В. Использование антинакипинов для обработки воды в котельных ГУП «Мостеплоэнерго». Новости теплоснабжения №11, 2001.
4. Казимиров О. Е. Новый электрохимический способ водоподготовки для водогрейных котельных и теплопунктов. Новости теплоснабжения №12, 2001.
5. Балабан-Ирменин Ю. В., Рубашов А. М., Тарасов С. Г. Некоторые проблемы внедрения фосфонатов-антинакипинов.
6. Промышленная теплоэнергетика. 2004г. №1.

СИСТЕМЫ ПОКВАРТИРНОГО ОТОПЛЕНИЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

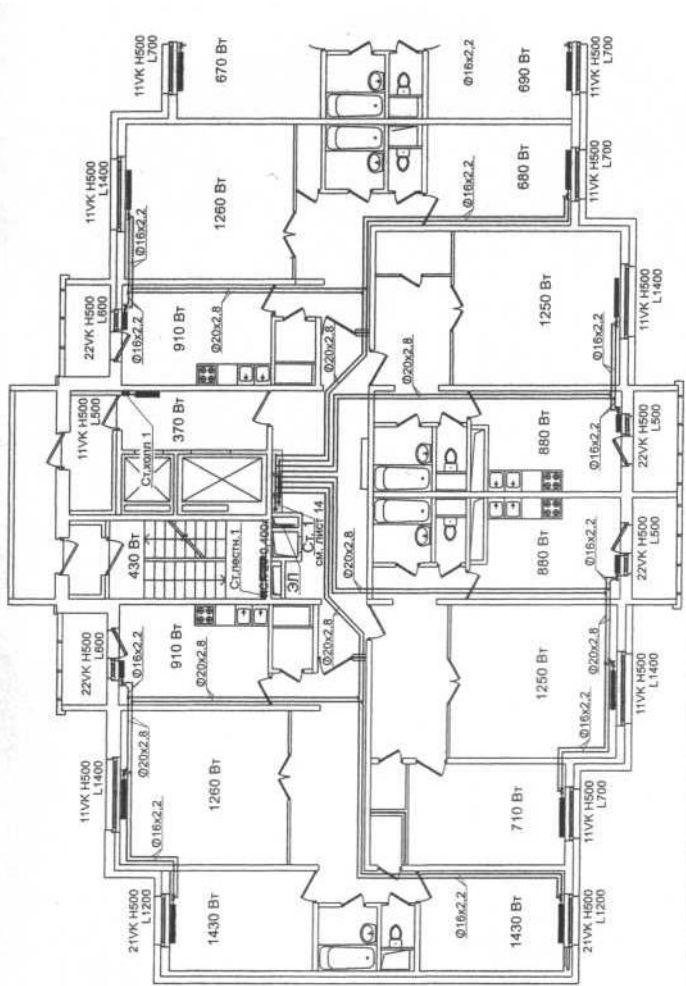
Т.В.Щенникова

г. Чебоксары, Чувашский государственный университет им. И.Н.Ульянова

Системы, применяемые в многоэтажных зданиях можно разделить на вертикальные и горизонтальные. И те, и другие имеют свои преимущества и недостатки. В вертикальных системах осуществляется единый учет теплопотребления (в тепловых узлах). Применение таких систем существенно ограничивает возможности организации учета теплопотребления каждым потребителем. В таких системах единственным вариантом является применение счетчиков-распределителей тепла на каждом отопительном приборе. Однако при этом просто невозможно воздействовать на неплательщика, а при заселении новых домов непонятно, на кого относить затраты на отопление незаселенных квартир. От этого недостатка свободны системы отопления с поквартирной разводкой. Такие системы обладают целым рядом преимуществ по сравнению с системами с вертикальными стояками.

Поквартирная система позволяет службе эксплуатации отключить только одну квартиру (в случае аварии или при необходимости ремонта или замены отопительных приборов). Систему отдельно взятой квартиры можно легко отрегулировать независимо от других квартир. Кроме того данная система не критична к проблеме несанкционированного переустройства систем внутри квартир (замене проборов и термостатов). Независимость разводки от других квартир предполагает возможность индивидуального проектирования отопления в зависимости от пожелания владельца квартиры. Поквартирная система отопления может быть легко оборудована

поквартирными теплосчетчиками, что позволяет перейти на оплату фактически потребленной тепловой энергии. Применение поквартирных систем отопления, по сравнению с вертикальными, приводит к уменьшению протяженности магистральных труб, которые всегда имеют наибольший диаметр (наиболее дорогих), снижению потерь тепла в необогреваемых помещениях, упрощению поэтажного и посекционного ввода здания в эксплуатацию.



■ Пример решений поквартирных системы отопления со смешанной разводкой

Одним из видов поквартирного отопления является система отопления от поквартирных теплогенераторов. Система поквартирного теплоснабжения состоит из генератора тепла (газовый комбинированный котел с закрытой камерой сгорания), отопительных приборов, соединенных трубопроводами по двухтрубной схеме. Потребитель имеет широкие возможности для регулирования микроклимата в своей квартире. Поскольку мощность котла превышает потребности квартиры в отоплении, т. к. котел подбирается по максимальному расходу теплоты на горячее водоснабжение, то имеется возможность форсированного натопа помещения в периоды интенсивного проветривания. В момент включения горячей воды отпуск теплоты на отопление полностью прекращается и циркуляция теплоносителя осуществляется через теплообменник подогрева горячей воды. Кроме того, автономность теплоснабжения каждой квартиры предполагает возможность поддержания жильцами температур внутреннего воздуха ниже нормативных. Такие системы имеют два недостатка: как отапливать помещения общего пользования и конденсат в дымоходах.

КОМПЛЕКСОНЫ В МАЛОЙ ЭНЕРГЕТИКЕ ЧУВАШИИ

Аввакумов А.М, Тарасов В.И.

г. Чебоксары, Чувашский государственный университет им. И.Н.Ульянова

Надежность, безотказность и экономичность работы теплоэнергетического оборудования во многом определяется водно-химическим режимом. При его отсутствии эксплуатационники сталкиваются с двумя проблемами: образованием накипи и коррозия металла. На практике наибольшее распространение получила технология водоподготовки с применением Na – катионитного фильтра в сочетании с деаэратором. К сожалению в большинстве малых котельных Чувашии водоподготовительные установки (ВПУ) отсутствуют или не работают. В данной ситуации как реставрация существующих, а тем более внедрение аналогичных ВПУ не целесообразно из экономических соображений.

Ионообменная технология требует много соли и воды на регенерацию и промывку, пассивна к существующим накипным отложениям, имеет значительный объем грязных сточных вод и, наконец, имеет металлоемкое оборудование, располагаемое на значительных производственных площадях. Стоимость водоподготовки 1 м³ воды по данной технологии составляет до 10 руб.

Выходом из сложившейся ситуации на наш взгляд является внедрение прогрессивного комплексного водно-химического режима в малой энергетике.

Комплексоны - это органические соединения, молекулы которых содержат большое количество реакционных центров, и, взаимодействуя с катионами металлов, замыкают пяти-шести – и восьмичленные циклы с образованием прочных комплексных соединений – комплексонатов.

Комплексоны уже давно успешно используются в «большой» энергетике, а сам продукт в течение 25 лет выпускает ОАО «Химпром», г. Новочебоксарск.

Положительный эффект от внедрения комплексонного водно – химического режима в промышленных и коммунальных котельных связан с тем что:

- при очень малых дозах реагента, 5мг/дц^3 , поддерживается безнакипной режим;

- происходит отмывка старых накипных отложений «на ходу», т.е. без вывода оборудования из эксплуатации;

- полностью отсутствуют собственные грязные сточные воды:

- оборудование компактно и не требует дополнительных площадей на размещение;

- уменьшается скорость коррозии металла до 20 раз.

При этом стоимость подготовки воды на один - два порядка ниже по сравнению со стоимостью водоподготовки с применением ионообменных фильтров.



Состояние труб до и после введения комплексонного водно-химического режима

Для внедрения данной технологии необходимо иметь следующую основную документацию:

- технологический регламент водоподготовки в системах теплоснабжения с ГВС;
- санитарно-эпидемиологическое заключение;
- методические указания по стабилизационной обработке воды;
- разрешение Госгортехнадзора.

Весь данный пакет документации на сегодня имеется. Более того, проводя крупномасштабные эксперименты на Ростовской ТЭЦ и в промышленных котельных различных регионов Российской Федерации, получив положительные результаты, Госгортехнадзор России рекомендует активно внедрять данную технологию обработки питательной воды паровых котлов и подпиточной воды систем теплоснабжения и водогрейных котлов комплексонатами ОЭДФ – Zп и НТФ – Zп.

Федеральная служба по надзору в сфере защиты прав потребителей и благополучия человека выдало заключение, что ингибитор коррозии и солеотложений «АФОН 230-23А» натриевые соли цинкового комплекса ОЭДФК соответствует правилам

СанПиН 2.1.4.1074-01 «Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды центральных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества».

В Чувашской Республике в рамках государственного контракта проведены работы по разработке и внедрению в малых котельных комплексонного водно-химического режима.

А именно в: кот. 27-Ю пос. Лапсары, кот.№7 г. Ядрина, кот. «Центральная» с. Аликово,

кот. №1 г. Алатыря. За основу подготовки был взят Технологический регламент, разработанный ГУП НИИ Академии коммунального хозяйства, а в качестве реагента оксиэтилидендифосфоновая кислота МА (ОЭДФ-МА) – $C_2H_8O_7P_2$.

Причем в котельных, где использовалась мягкая вода из р. Волги комплексонный водно-химический режим использовался как основной и при этом все ранее существовавшие технологии отключались. А при использовании в котельных сверхжесткой артезианской воды – в режиме коррекционной ступени после штатных фильтров.

По результатам работы в течение двух отопительных сезонов был сделан вывод о целесообразности широкого внедрения в котельных Чувашской Республики комплексонного водно-химического режима. Однако до настоящего времени данная технология так и осталась невостребованной. На наш взгляд это во многом связано с недостаточной информированностью персонала, низким уровнем производственной культуры в «малой» энергетике. Поэтому повышение квалификации специалистов «малой»

энергетики, повышение производственной культуры являются приоритетной задачей.

Для достижения положительного результата необходимо также организовать курсы повышения квалификации и на базе одной из котельных в Республике создать учебный центр для получения практических навыков ведения комплексного водно-химического режима.

Таким образом, комплексная обработка воды является технически и экономически оправданной как при ее применении в качестве основного метода так и в сочетании с другими методами водоподготовки.

Литература

1. Чаусов Ф.Ф., Г.А.Раевская. Комплексный водно-химический режим теплоэнергетических систем низких параметров.
2. Авакумов А.М., Щелоков Я.М. Антинакипные технологии.

ЧИСТАЯ ВОДА ЧУВАШИИ. ПРОБЛЕМЫ. РЕШЕНИЯ

Авакумов А.М, Тарасов В.И.

г. Чебоксары, Чувашский государственный университет им. И.Н.Ульянова

Из государственного доклада «Вода питьевая. Угроза жизни и здоровью» известно, что половина населения России пьет некачественную воду. Это полностью относится и к Чувашской Республике.

Почему вода из крана не всегда отвечает требуемым стандартам? Около 60% водопроводов нуждаются в ремонте. Это значит, вода, как правило, отвечающая стандартам на выходе из очистных сооружений, не отвечает требованиям на выходе к потребителю, так как на пути к нему в нее могут попасть вирусы гепатита, простейшие криптоспоридии, и др. Вода из открытых источников хлорируется. Содержание хлора в воде особенно повышается в паводковый период. Хлор в воде вступает в реакцию с органическими веществами, содержащимися в воде, образует тригалометаны - органические соединения канцерогенного действия. Интенсивно канцерогены образуются при кипячении. По оценкам зарубежных специалистов вероятность онкологических заболеваний у потребителей хлорированной воды возрастает на 93%. Хлор приводит к повышению уровня заболеваемости органов эндокринной системы, нарушению обмена веществ, болезням нервной системы. Сочетание хлора и животных жиров в организме вызывает атеросклероз, инфаркт. Поэтому в развитых странах от хлорирования питьевой воды давно отказались. Повышенное содержание железа приводит к аллергическим болезням, марганца - развитию анимии- нарушение функций нервной системы, поражения почек, врожденности заболеваний. Особенно чувствительны к

некачественной воде дети, так нитраты в желудке грудного ребенка превращаются в вещество, которое препятствует поглощению кислорода красными кровяными тельцами, даже малейшее наличие свинца в воде приводит умственному отставанию в развитии детей. Между тем полное отсутствие микроэлементов также делает воду нездоровой («мертвой»).

В селах и небольших городах Республики проблема питьевого водоснабжения решается через артезианские скважины. Во всех источниках не хватает йода. Во многих районах качество артезианских вод не отвечает санитарным нормам: высокое содержание железа, минеральных солей, превышение норм по микробиологическим показателям качества воды. Из-за некачественной воды велик уровень почечных, аллергических и других заболеваний. Загрязнения антропогенного характера, таких как высокомолекулярные органические вещества, гербициды, пестициды, нитраты, ионы тяжелых металлов и радионуклиды в первую очередь попадают в поверхностные источники и высокие водоносные слои - колодцы, родники, неглубокие скважины.

В настоящее время в Чувашской Республике взято на учет немногим более 5000 скважин, пробуренных на воду разными организациями в разные годы. Из этого количества более 2000 скважин являются недействующими. До настоящего времени органы, надзорные за питьевой водой, беспокоила только повышенная минерализация воды. Микробиологическое обследование воды в Новосибирской области показало, что в половине подземных заборов питьевой воды содержится органика, которая может привести к инфекционным заболеваниям. Одной из причин этого является попадание загрязненных стоков животноводческих ферм, прекративших существования, в скважины. Стоки направляются в подземный водоносный пласт, заражая все месторождения. Такая опасность существует и для Чувашии. Имеются данные о наличии аммиака в воде некоторых скважин, возможно органического происхождения.

К зонам риска в Чувашии можно отнести села: Аликово, Порецкое, Батырево. Высокое содержание бора в воде зафиксировано в с Вурнарах. Многократное превышение

ПДК (3-4 раза) по содержанию железа - в Ядрине и Заволжье. В ряде подземных источниках имеется высокое содержание органических веществ, превышение норм по микробиологическим показателям качества воды.

Проблема использования колодезной воды и воды многих родников связана во многом с их загрязнением антропогенного характера (пестициды, нитраты, тяжелые металлы)

Можно пить относительно дорогую бутылированную воду, но проведенные в России исследования показали, что материал бутылок может сам содержать токсические вещества.

Выход – автономные системы доочистки. Однако и здесь есть проблемы. Получить воду высокого качества на бытовых фильтрах, как ни обещает реклама, как правило, не удастся по многим причинам. Эта задача может быть решена на дорогостоящих системах, оборудованных ступенями кондиционирования воды. Удешевление технологии возможно лишь при коллективном использовании одной установки. В этом отношении заслуживает внимание отечественная разработка НИИ экологии человека и гигиены окружающей среды им. А.Н.Сысина, РАМН, совместно с ПО «Совинтервод». Разработанная ими установка УППВ уникальна и не имеет аналогов. Ее архитектура индивидуальна и определяется по местным условиям. Как всякая сложная техника она требует квалифицированного сервиса.

Дуплексная система водоснабжения предусматривает следующую схему обеспечения населения питьевой водой. К жилому дому или иному объекту подходит водопроводная вода из централизованного источника водоснабжения. В жилом доме монтируется установка приготовления питьевой воды. Очистка от механических загрязнений происходит в центрифуге; при необходимости ее опресняют, дезодорируют активированным углем. Вода подвергается озono-сорбционной обработке, обогащению фтором, йодом, кальцием, магнием и по экологически чистым трубам подается в каждую квартиру в кухню, где установлен еще один кран для питьевой воды соответствующая высшей категории качества СанПиН 2.1.4.1116-02. Необходимость обогащения питьевой воды биогенными элементами осуществляется на основании Постановления Главного государственного санитарного врача Российской Федерации от 11.07.2000г. №5

По мнению авторитетного специалиста в области санитарной гигиены профессора Сусликова В.Л., искусственное физико-химическое воздействие на воду приводит к ее деструктуризации и она теряет природную ценность. В природе существуют уникальные источники чистой воды и именно в этих местах больше всего долгожителей, что подтверждает ценность чистой природной воды. Не оспаривая мнение авторитетного ученого, считаем, что технически проект по забору чистой воды, ее транспортировки, мониторинга ее качества, конечно может быть решен, однако доступность к высокому качеству жизни опять достанется только состоятельным гражданам.

В пилотном варианте предполагается установка фильтра доочистки в больничном комплексе с подачей воды на кухню и для общего пользования населения подачу на автомат раздачи воды в собственную тару. Стоимость воды будет в семь раз ниже бутылированной, что сделает ее общедоступной. Лучше пить очищенную воду, чем загрязненную природную.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие

3

АРХИТЕКТУРА И ИНФРАСТРУКТУРА

1. Лукиянов С.П. Концепция нового понимания формирования городской среды 6
2. Григорьев Н.Ф., Плотников А.Н., Ежов А.В. Оценка технического состояния «первой площадки» Чебоксарского электроаппаратного завода как основа редевелопмента центра города
3. Исаев А. А. Проблемы сохранения памятника архитектуры 17 века Введенского собора в г. Чебоксары
4. Гречихо В.Д. Архитектурное проектирование и архитектурное творчество
5. Петерс Е.В. Деревянное зодчество северной части Кемеровской области
6. Исаев А.А., Иванова А.В., Прокопьева Н.С. Проблемы малоэтажного строительства в центральной части города Чебоксары
7. Лапташкина Л.М., Маслова С.П. Проблемы крупных городов страны в обеспечении транспортных перевозок

КОНСТРУКТИВНЫЕ СИСТЕМЫ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА

1. Айвазов Р.Л., Плотников А.Н. Моделирование напряженного состояния перекрестных элементов с различным соотношением жесткости на изгиб методом конечных элементов
2. Соколов Б.С. Несущие системы жилых зданий. Состояние и перспективы
3. Соколов Б.С., Никитин Г.П. Экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния платформенных стыков железобетонных конструкций
4. Соколов Б.С., Никитин Г.П. Напряженно-деформированное состояние горизонтальных стыков железобетонных конструкций
5. Антаков А.Б., Карпов В.А. Совершенствование высокоэффективных композитных ограждающих конструкций
6. Актунанов А. Н., Смирнов Н. А. Арочные конструкции
7. Латыпов Р.Р. Исследование напряженно-деформированного состояния штепсельных стыков
8. Христофорова Т. Н., Щуко В. Ю., Рощина С.И. Результаты экспериментальных исследований армированных конструкций с

ослабленными сечениями

9. Пешнина И.В. Особенности расчета и конструирования междуэтажного железобетонного монолитного перекрытия здания банка
10. Седов А.Н. Сравнение подходов к расчету железобетонных конструкций по СНиП 2.03.01-84* и СП 52-101-2003
11. Котлов В.Г., Петухов Б.Ю. К определению предела огнестойкости деревянных конструкций с узловыми соединениями на металлических зубчатых пластинах (МЗП)
12. Машинова С.Л. Применение Excel при расчете деревянного прогона Федоров В.Н. О проектировании конструкций со стекло- и базальтопластиковым армированием
13. Федоров В.Н. Физико-механические свойства стеклопластиковой арматуры конструкций из бетонов с жидкостекольным связующим
14. Федоров В.Н., Зиновьев Д.Ю. О проектировании новых многоэтажных каркасов
15. Иванов И.А., Федоров В.Н. Об удачных проектных решениях
16. Артемьев И.Т., Артемьев Э.И. Метод согласования перемещений с уравнениями равновесия на примере осесимметричных упругих и пластических полей в декартовых и полярных системах координат
17. Артемьев И.Т., Артемьев Э.И., Пиняев А.М. Осесимметричное течение при эллиптическом условии пластичности
18. Чернов И.А., Дмитриев Г.Н., Гайнутдинов Х.Д., Михайлова Е.Г. Экспериментальное определение напряжений методом тензометрии
19. Чернов И.А., Дмитриев Г.Н., Гайнутдинов Х.Д., Михайлова Е.Г. Об экспериментальном определении напряжений методом тензометрии
20. Дмитриев Г. Н., Демиденко В. П., Михайлова Е. Г., Михайлов Р. А. Преобразование тензора инерции
21. Титов А.Ф., Титов Е.А. К вопросу конструирования и возведения ствольно-тросовых зданий с предварительно напрягаемыми вантами
22. Титов А.Ф., Титова В.П. К вопросу конструирования покрытий аквапарков
24. Ушков С.М., Соколов Н.С., Викторова С.С. К расчету буроинъекционных свай, изготовленных по технологии РИТ
25. Ушков С.М., Соколов Н.С., Викторова С.С. Свайно-плитные фундаменты при строительстве жилых зданий
26. Лукин А.Г. Особенности работы рулонного ортотропного стеклопластика в условиях двухосного растяжения
27. Жиренков А.Н., Жиренков А.А. Исследование напряженно-деформированного состояния (НДС) трубобетонных элементов различного поперечного сечения в условиях объемного сжатия

ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ И ВОПРОСЫ РЕКОНСТРУКЦИИ

1. Актуганов А.Н., Актуганов О.А. Влияние уровня подземных вод на осадку здания
2. Актуганов А.Н., Актуганов О.А. Влияние интенсивности снеговых нагрузок на надежность элементов металлических ферм при наличии агрессивных сред
3. Наумов А.Н., Актуганов А.Н. Долговечность элементов металлических конструкций при коррозии металла
4. Иванов С.И. К вопросу усиления вертикальных железобетонных конструкций обоями и рубашками
5. Кононова О.В., Мотовилова Л.П., Поздеев В.М. Исследование причин разрушения стеновых панелей жилого дома
6. Глушков В.Е., Мамаев Н.Г., Глушков А.В. Напряженно-деформированное состояние основания при реконструкции
7. Ключев А.Н., Семенов В.Б. Коррозионная стойкость модифицированного щелочесиликатного бетона
8. Сморгачев А.А., Токмаков А.Л. Механика древесины при параметрировании физического износа КДК
9. Ахметзянов Ф.Х., Радайкин О.В., Арсентьев Е.З. Особенности изменения сцепления бетона с гладкой арматурой на начальном этапе коррозии металла
10. Валеев Г.С. Применение сборно-монолитного железобетона при реконструкции зданий и сооружений
11. Соколов Б.С., Матвеев И.Ю. Усиление каменных кладок поперечным обжатием
12. Соловьев Н.П., Поздеев В.М. Анализ повреждений и восстановление эксплуатационных качеств сжатых элементов
13. Дмитриева В. Н. Планирование лабораторного эксперимента по исследованию влияния загрязнения грунтов нефтяными углеводородами на прочностные и деформативные свойства грунтов основания
14. Соловьев Н.П. Развитие метода определения начальной безотказности строительных конструкций
15. Криворучко С.В. Фактор времени при работе элементов бетонного массива под воздействием агрессивной среды и нагрузки
16. Мефодьев А.Г. Обследование зданий и сооружений
17. Чернов И.А., Дмитриев Г. Н., Щёкотов В.А., Михайлова Е. Г. Анализ вероятных причин «выпадения и «излома» трупопроводов

водоснабжения и водоотведения

18. Чернов И.А., Дмитриев Г. Н., Щёкотов В.А., Михайлов Р. А. Исследование напряженно-деформированного состояния в раструбных соединениях трубопроводов водоснабжения и водоотведения
19. Лукин А.Г., Степанов С.Н. Усиление безраскосных ферм, работающих в местах перепадов высот
20. Ф.Х.Ахметзянов, В.А Бухтулов, О.В. Радайкин. К повреждаемости свесов полок железобетонных балок сосредоточенной нагрузкой при эксплуатации

СТРОИТЕЛЬНОЕ ОБРАЗОВАНИЕ

1. Соколов Б.С. К созданию электронного учебника по каменным и армокаменным конструкциям
2. Соколов Б.С. Об изменении процесса курсового проектирования, состава и тематики проектов по ЖБК для специальности 290300
3. Сёмкин Д.Н., Майорова Т.М. Изучение основ программирования на инженерно-строительных факультетах
4. Иванова Н.В., Николаева А.Г. К проблеме качества подготовки специалистов

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ТЕХНОЛОГИИ

1. Сленьков В.А. Новая технология устройства грунтовых реперов при нивелировании протяженных сооружений
2. Жданова С.П. Операционный контроль качества строительно-монтажных работ – один из путей повышения надежности и долговечности зданий и сооружений при реконструкции
3. Никишов Ю.Г., Сленьков В.А. Комплексное обследование грузоподъемных машин
4. Колобердин В.И. Получение строительной извести термомеханической обработкой известняка в пресс-сдвиговой установке интенсивного действия
5. Криворучко Л.С., Криворучко С.В., Анфилофьева А.А. Перспективы использования новой эмульсионно-минеральной смеси в защитных слоях износа при ремонте автомобильных дорог
6. Федоров В.Е., Криворучко Л.С., Криворучко С.В., Лотков И.В., Кочков Н.А., Павлов В.С., Кузнецова З.Л. Исследования местных стабилизирующих добавок на основе фибро-волоконистых материалов в щебеночно-мастичных асфальтобетонах
7. Криворучко Л.С., Тимошук Ю.В. Использование сухих смесей при

- ремонте и реконструкции цементобетона
8. Соколов Н.С., Соколов С.Н. Применение буроинъекционных свай при закреплении склонов
 9. Шишкин В.И., Федосеева И.П., Соколова А.И. О динамических моделях в экономике проектных решений
 10. Алексеев В.А. Расчет численного состава комплексных бригад в строительстве
 11. Васильев Ю.Г., Калмыков Б.М. Анализ моделей и методов календарного планирования в строительстве
 12. Киселев Н.З., Богданов В.Ф., Алексеева Г.Н. Строительство крупнопанельных жилых домов в Новочебоксарске по современной концепции

ЭНЕРГОСБЕРЕЖЕНИЕ И ИНЖЕНЕРНЫЕ СИСТЕМЫ

1. Бойкова М.Л., Макаров А.Н., Мингазов Н.Н., Яранцев А.Ю., Евдокимов С.Г. Энергоаудит в обследовании зданий и сооружений
2. Аввакумов А.М., Иванова К.А., Тарасов В.И. Энергоснабжение на базе теплонасосных систем
3. Аввакумов А.М., Тарасов В.И. Противонакипная обработка воды в котельных ЖКХ.
4. Щенникова Т.В. Системы поквартирного отопления
5. Аввакумов А.М., Тарасов В.И. Комплексоны в малой энергетике Чувашии
6. Аввакумов А.М., Тарасов В.И. Чистая вода Чувашии. Проблемы. Решения

Научное издание

**НОВОЕ В АРХИТЕКТУРЕ, ПРОЕКТИРОВАНИИ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
И РЕКОНСТРУКЦИИ**

НАСКР - 2005

Материалы Пятой
Всероссийской конференции

Отв. за выпуск

ИД № 06547 от 28.01.2002

Подписано в печать 2005. Формат 60 x 84/16

Бумага офсетная. Печать оперативная

Усл. печ. л. . Уч. изд л 8,9

Тираж 150 экз. Заказ № .

Издательство Чувашского университета
Типография университета
428015, Чебоксары, Московский пр. , 15