

ISSN 0005-9889

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**2**

2001



Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

## СОДЕРЖАНИЕ

Навстречу 1-й Всероссийской конференции по бетону и железобетону .....	2
<i>СЕРЫХ Р.Л., МАЛЬЦЕВ В.В.</i> Проблемы кодификации знаний в области прикладных технологий .....	3
<b>КОНСТРУКЦИИ</b>	
<i>АКРАМОВ Х.А.</i> Работа трехслойных железобетонных стеновых панелей .....	6
<i>ХОЛМИРЗАЕВ С.А.</i> Температурные изменения в керамзитобетонных колоннах в условиях сухого жаркого климата .....	7
<b>В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ</b>	
<i>КРАКОВСКИЙ М.Б.</i> Программа "ОМ СНиП Железобетон" для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ .....	9
<i>БАЙРАМУКОВ С.Х.</i> Взаимное влияние потерь предварительного напряжения и способы их учета .....	13
<b>ТЕОРИЯ</b>	
<i>БОНДАРЕНКО В.М.</i> К вопросу о концептуальных основах теории железобетона .....	16
<b>ВОПРОСЫ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ</b>	
<i>ЗАТВОРНИЦКАЯ Т.А., МАГИТОН А.С.</i> Материалы серии ЭМАКО для ремонта бетонных и железобетонных конструкций .....	18
<b>ДОЛГОВЕЧНОСТЬ</b>	
<i>ЧИРКОВ В.П.</i> Прогнозирование трещиностойкости предварительно напряженных железобетонных балок с учетом фактора времени .....	21
<b>В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ</b>	
<i>КОРШУНОВ Д.А.</i> Стандартизация свариваемости арматуры .....	26



**Навстречу 1-й Всероссийской конференции  
по бетону и железобетону  
(9–14 сентября 2001 г.)**

В последнее время в строительном комплексе России обозначился ряд позитивных сдвигов: возросло производство многих видов строительных материалов, увеличился объем подрядных работ, улучшился ввод жилья, растут инвестиции и основные фонды.

В то же время перед строительной отраслью стоит важная задача перехода на качественно новый уровень ресурсоэнергосберегающих наукоемких технологий.

Современные конструкционные материалы должны соответствовать все возрастающим требованиям, которые предъявляет к ним строительная практика. Среди главных следует назвать высокую надежность и долговечность, экологическую безопасность, минимальное изъятие природных ресурсов и максимальное использование для их производства техногенных отходов, высокие эстетические и архитектурные свойства. Этим требованиям в полной мере отвечают бетон и железобетон, которые широко используются при возведении зданий и сооружений для всех отраслей народного хозяйства.

Со времени проведения последней конференции по бетону и железобетону прошло более 10 лет. Накопилось много проблем, нуждающихся в развернутом обсуждении, необходим поиск путей их преодоления. Прежде всего, это повышение энергоэффективности зданий, их надежности и стойкости при различных воздействиях, реконструкция и модернизация предприятий крупнопанельного домостроения, повышение индустриальности монолитного строительства, гармонизация нормативной базы железобетона, вопросы экологии и многое другое.

Все это станет предметом рассмотрения на 1-й Всероссийской конференции по бетону и железобетону.

Как ни трудны и сложны стоящие перед отраслью задачи, я уверен, решение их выполнимо, прежде всего через широкое применение новых научных разработок в строительной практике.

Конференция послужит расширению плодотворных контактов между строителями, технологами и специалистами из научных и проектных организаций.

Приглашаю профессионалов, работающих в области бетона и железобетона, принять самое активное участие в предстоящей конференции.



**Анвар Ш. Шамузафаров,**  
Председатель Госстроя России

собной дать пользователю возможность применять ее результаты для практических целей.

К этим элементам можно было бы отнести следующие:

1. Поиск и исследование необходимой информации об объекте (материал, технология, процесс и т.д.).

2. Физическое или математическое описание объекта исследований в строго оговоренных терминах (к примеру: давление, температура, плотность и др.), которые могут быть выражены в нелинейных уравнениях.

3. Достоверность и вероятностное отклонение от истинной исходной информации. Оценка значимости связей и мотивации учета различных факторов, влияющих на поведение объекта исследований.

4. Дискретные, сетчатые, интегральные представления для объекта исследований, включая алгоритмы, программное обеспечение, технологический регламент, техническое задание и как завершающий этап — конструкторская документация.

5. Представление, а также качественная и количественная оценки полученных решений с учетом старения и реструктуризации в свете накопления новых знаний и усовершенствования объекта, прогнозная оценка накопления повреждений и износа объекта и его отказ при несоблюдении основополагающих требований, заложенных в объект.

6. Объективная оценка структурных несовершенств объекта и возможные способы и пути получения новых совершенных решений.

Поскольку развитие прикладных технологий не преследует цели создания новой теории познания и ориентировано в основном на разработку объектов знаний для освоения в реальном секторе экономики, то их кодификация, на наш взгляд, должна базироваться на конкретных элементах объектов и их оптимизации.

В этой связи, по-видимому, основными показателями этих элементов должны являться:

целевая функция объекта (технологии, узла, механизма, материала, процесса) с учетом оптимизации показателей удельной массы к единице производимой продукции, стоимости и энерго-, ресурсоэкономичности единицы массы объекта и продукции и др.;

ограничения, вводимые для долговременного функционирования объекта, надежность и ресурс безаварийной эксплуатации объекта, ограничения по технологическим параметрам, обеспечение прочности и устойчивости, возможности объекта к технологическим перегрузкам и нахождение экстремума его технологической надежности.

В целом, на первом этапе кодификации знаний систематизации подлежат не все научно-технические знания, а лишь та их часть, которая связана с развитием производительных сил страны федерального уровня и подготовлена для промышленного использования.

В качестве примера можно было бы привести соображения о конкретных объектах кодификации в трех областях:

#### **а) строительство**

Строительство является многопрофильной отраслью, охватывающей смежные отрасли, металлургию, химию и химические производства, новые конструкционные и композиционные материалы, машиностро-

ение и лесоперерабатывающие предприятия, минеральные ресурсы. Первым элементом развития промышленности строительных материалов явилось создание кадастра сырьевых материалов практически по всем регионам России, что позволило ориентировать заинтересованные субъекты федерации в возможностях сырьевой базы регионов и тем самым исключить транспортные перевозки и снизить себестоимость продукции и энергопотребление. Развитие модульных строительных технологий, позволяющих осуществить быструю переналадку и взаимоувязку с требованиями рынка, является наиболее привлекательным и перспективным.

На первом этапе этой работы было бы целесообразным с привлечением ведущих специалистов определить основные приоритеты развития прикладных технологий для реального сектора экономики; раскрыть отдельные концептуальные подходы к развитию этих технологий; определить структуру и качественные показатели строительной продукции, отвечающей требованиям норм и правил, а также государственным стандартам и стандартам ISO на всем цикле ее жизнедеятельности, включающей сырье и конечную продукцию в деле; осуществить отработку полученной информации и подготовить кодифицированную информационную карту конкретной технологии, с учетом защиты авторских и интеллектуальных прав создателя продукта.

Принимая во внимание, что в отрасли промышленности строительных материалов на товарном рынке функционирует более 5000 наименований изделий и технологий, эту работу на начальном этапе было бы правильным ограничить только областью стеновых, теплоизоляционных и долговечных материалов и технологий, формирующих жилье как конечный продукт прикладных исследований.

#### **б) горно-металлургический комплекс**

Металлургия, являясь базовой отраслью, в значительной степени определяет жизнеспособность российской экономики и ее экспортный потенциал. Metallургический комплекс России производит 95% конструкционных материалов, формирует золото-алмазный запас государства, обеспечивает более 22% общероссийской валютной выручки и в значительной степени уровень загрузки производственных мощностей ряда других базовых отраслей промышленности. Предприятия комплекса обеспечивают около 12% начислений налоговых поступлений промышленностью в консолидированный бюджет.

На производство продукции металлургического комплекса расходуется 14% топлива, 24% электроэнергии от общего их потребления промышленностью, 40% сырья и минеральных ресурсов от общего их потребления в стране, примерно 30% грузов, перевозимых железнодорожным транспортом, обеспечивают нужды металлургии. Более 70% предприятий металлургического комплекса являются градообразующими, и результаты их работы определяют социальную стабильность ряда регионов.

Накопление новых знаний и развитие прикладных технологий должно привести к созданию кадастра универсального ряда модульных технологий для решения различных проблем современной металлургии, что фактически является кодификацией суще-

ствующих технологий, методов развития промышленности на базе новых знаний, в числе которых новые подходы к металлургическим технологическим схемам.

Отличие от классических интегрированных производств использование модульных технологий позволит: резко сократить капитальные затраты на строительство агрегатов и заводов в целом; существенно снизить эксплуатационные расходы на производство металлопродукции (материалы и энергозатраты; трудозатраты свести к уровню менее 1 чел.час/т — в 5...10 раз ниже, чем на интегрированных заводах); сократить длительность общего технологического цикла; стандартизировать технологический процесс, обеспечив жесткие требования к качеству металлопродукции; обеспечить единую систему управления технологическим процессом.

Модульный подход имеет широкие сферы применения в металлургии, начиная от модулей "руда-сталь", "сталь-прокат" до модулей производства и переработки техногенного сырья.

Модернизация и дальнейшее развитие металлургии должны реализовываться по двум направлениям: строительство новых производств на базе принципиально новых модульных технологий и машин; реконструкция и реструктуризация действующего производства на базе новых разработок в области совершенствования существующих машин и технологий. В результате будут решены следующие важнейшие проблемы современной металлургии:

переработка техногенного сырья, повышение комплексности использования полезных компонентов, достижение безотходности производства;

создание ориентированных на регионы минипроизводств на базе дешевых источников сырья, в том числе техногенных образований, с гибким технологическим циклом, позволяющим получать высококачественную металлопродукцию, оперативно реагировать на конъюнктуру рынков, внедрять новейшие технологии и оборудование;

повышение экологической безопасности и быстрое оздоровление окружающей среды в районах расположения горно-металлургических предприятий в городах, снижение остроты социальных проблем;

сокращение энергоемкости производства, металлоемкости оборудования, транспортных расходов, повышение производительности труда;

получение конкурентоспособной металлопродукции с новым уровнем свойств и высоким экспортным потенциалом;

экономическое и технологическое структурирование существующих малоэффективных крупных предприятий за счет имплантации в их "ткань" современных модульных линий;

адаптация малых металлургических предприятий и производств машиностроительного и оборонного комплексов к условиям рынка.

Целью комплекса работ по реализации вышеуказанной концепции должно стать создание системного каталога разработок металлургических модулей по всему технологическому циклу производства — от горно-обогатительных работ до конечной высокоэффективной металлопродукции с новым уровнем свойств, обеспечивающим комплектацию любой металлургической микро- и минитехнологической линии

с возможностью переработки существующих сырьевых ресурсов, в том числе и техногенных. При этом должна быть предусмотрена возможность использования этих технологических линий как в самодостаточном режиме, так и в режиме крупных и малых металлургических производств.

#### **в) новые материалы**

Новые (перспективные) материалы — это материалы, обладающие особыми физическими свойствами или редким сочетанием свойств, уровень которых обусловлен высокой точностью структурного состояния и химического состава, тщательностью изготовления и обработки.

Мировая и отечественная практика свидетельствуют, что новые материалы являются базой, на основе которой создаются принципиально новая технология, оборудование и техника. Новые материалы обеспечивают прорыв в базовых отраслях промышленности, в связи с чем их разработка и создание входят в число мировых приоритетов научно-технического прогресса.

В последние десятилетия особенно резко возросли интерес и потребность в материалах с очень высоким уровнем служебных характеристик и набором особых свойств, что прослеживается в самых различных отраслях гражданского и военного производства. Россия (как прежде СССР) является одной из самых крупных стран, где развитие работ по новым материалам составляет важнейшую межотраслевую народнохозяйственную проблему.

Разработка перспективных материалов требует больших затрат. Например, в США на каждый внедряемый в производство перспективный материал приходится в среднем 450 теоретических разработок. Из них в среднем отбирается 98 вариантов материалов для лабораторных испытаний, а затем 8 для испытаний в условиях опытного производства. Несмотря на эти колоссальные затраты, не более 50% отобранных после промышленных испытаний материалов имеют какое-либо хозяйственное значение. Но польза от новых материалов для общества окупает все издержки на эти многочисленные научные разработки и внедрение их в промышленность. Поэтому в индустриально развитых странах средства, затрачиваемые на исследования в области перспективных материалов, в среднем вдвое превышают ассигнования на другие отрасли промышленности.

Об интересе к исследованиям и прогрессивном характере работ по проблемам перспективных материалов указывает тот факт, что почти 22% мировых патентов выдаются на изобретения в этой области. Однако объемы производства перспективных материалов пока еще очень малы и составляют по массе 0,7...4,5% от суммы традиционных и перспективных материалов.

Кодификация в области новых конструкционных и функциональных материалов, по нашему мнению, должна развиваться по следующим основным направлениям:

металлы и сплавы со специальными свойствами; керамические материалы и стекломатериалы; композиционные и полимерные материалы; сверхтвердые материалы; полупроводниковые и особо чистые материалы.

Х.А. АКРАМОВ, канд. техн. наук (Ташкентский архитектурно-строительный ин-т)

## Работа трехслойных железобетонных стеновых панелей

В настоящее время важнейшей задачей хозяйственной жизни является экономное расходование энергоресурсов. Однако следует признать, что эффективность использования топливно-энергетических ресурсов (ТЭР) в странах СНГ крайне низка. Велико отставание по энергосбережению в коммунальном хозяйстве, где потребляется до 20% всех энергоресурсов и на единицу жилой площади расходуется в 2–3 раза больше энергии, чем в странах Европы.

Теплопотери в многоэтажном жилом доме составляют: через стены — 36%, окна — 24%, пол первого этажа — 2%, потолок верхнего этажа — 1%. Поэтому первоочередной мерой по сокращению теплопотерь в жилых домах является утепление стен.

В России с вводом в действие изменения № 3 к СНиП II-3-79 "Строительная теплотехника", которые предусматривают повышенные значения сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций в 2,5–3,5 раза, современным теплотехническим и экономическим критериям отвечают только трехслойные стеновые панели.

За рубежом в жилищном строительстве широко применяются стеновые многослойные конструкции с эффективными утеплителями. По данным Международного совета по строительству, доля таких панелей в общем объеме крупнопанельных стен в ведущих европейских странах значительна и составляет от 75 до 100%. Даже в такой стране, как Южная Корея, с близкими к узбекским климатическими условиями доля многослойных конструкций весьма значительна. В Узбекистане применение многослойных конструкций невелико. Поскольку актуальность использования подобных конструкций для решения вопросов энер-

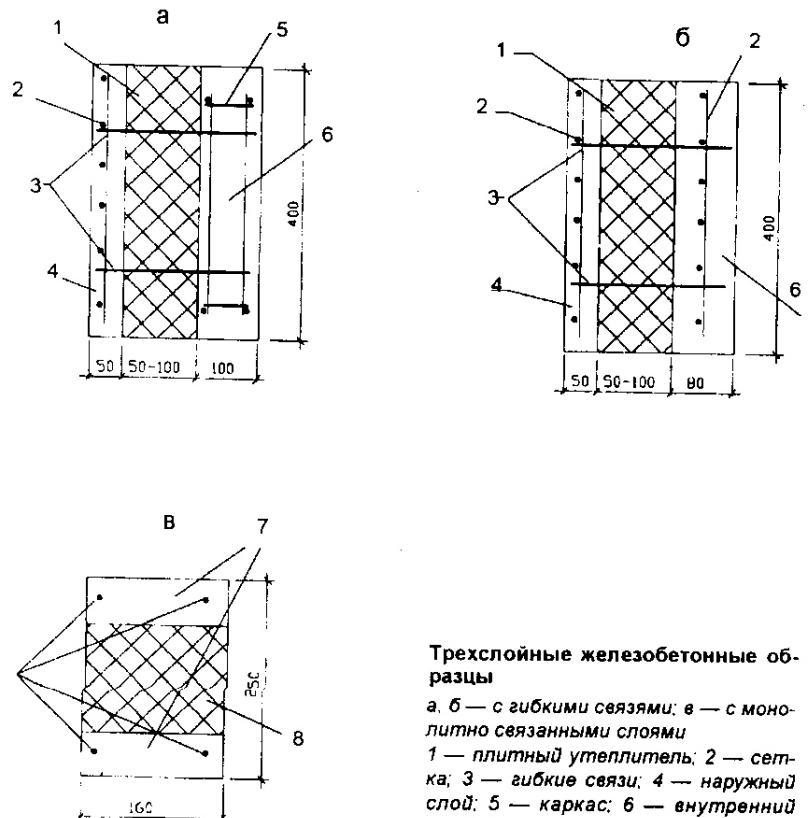
госбережения очевидна, необходимо стремиться к более широкому внедрению их в республике.

Учитывая малую изученность трехслойных конструкций с гибкими связями и принятые при проектировании приближенные способы их расчета, нами проводились экспериментальные исследования с целью выявления влияния гибких связей и утеплителя на совместную работу слоев. Были изготовлены образцы трехслойных стеновых панелей, геометрические размеры поперечного сечения которых приведены на рисунке (поз. а). Длина образцов равнялась 250 см, ширина 40 см, толщина была такая же, как и у натуральных панелей. Наружные слои изготовлены из тяжелого бетона класса В25. Армирование несущего внутреннего слоя принято двух типов: про-

странственными и плоскими каркасами, установленными по середине несущего слоя и изготовленными из арматуры класса А-III (А400) диаметрами 6 и 10 мм. В качестве утеплителя использовали плитный пенополистирол (ПСБ) марки 30 по РСТ Уз 716-96.

Для проверки приемлемости методов расчета по прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных тонких плитных элементов, принятых в КМК 2.03.01-96 [1], наряду с трехслойными образцами были изготовлены образцы в виде отдельных плит внутреннего и наружного слоев трехслойных панелей с сохранением армирования, как в трехслойных образцах. Эти образцы использовались при анализе оценки влияния связей в трехслойных элементах.

Чтобы выявить отдельно вли-



Трехслойные железобетонные образцы

а, б — с гибкими связями; в — с монолитно связанными слоями

1 — плитный утеплитель; 2 — сетка; 3 — гибкие связи; 4 — наружный слой; 5 — каркас; 6 — внутренний слой; 7 — тяжелый бетон; 8 — полистиролбетон

яние гибких связей и утеплителя, испытывали трехслойные образцы как с утеплителем, так и без него. Всего изготовлен и испытан 31 образец, из которых 8 — отдельные плиты. Была также исследована анкеровка и работа на сдвиг связей в виде гибких шпилек трехслойных панелей с эффективным утеплителем. Кроме того, разработаны и оценены, с учетом экспериментально полученных результатов, предложения по расчету трехслойных панелей с гибкими связями и эффективным утеплителем как составных стержней до образования трещин и по прочности.

До образования трещин (при эксплуатационных нагрузках) трехслойные панели с гибкими связями и эффективным утеплителем можно рассчитывать как упругие системы с учетом повышенной податливости гибких связей за счет обмятия бетона в местах заделки путем увеличения их длины на 1,3 диаметра с каждой стороны.

Расчет образования трещин рекомендуется проводить также с использованием результатов определения усилий в элементах, как в упругих составных стержнях, с учетом вышеприведенных рекомендаций в части податливости гибких связей и предпосылки норм проектирования железобетонных конструкций при оценке трещиностойкости внецентренно растянутых сечений.

Расчет по прочности следует осуществлять в соответствии с предложениями и по формулам проф. Ю.В.Чиненкова [2] методом предельного равновесия. При этом момент, воспринимаемый сечением, представляет собой сумму моментов, воспринимаемых внутренним внецентренно растянутым слоем, внешнем внецентренно сжатом слое и сечением в целом, зависящим от предельных усилий в связях.

В последние годы в качестве альтернативы трехслойным стеновым панелям с эффективным утеплителем и гибкими связями разработаны трехслойные панели с утепляющим слоем из низкопрочного (до 0,5 МПа) полистиролбетона, монолитно связанного с наружными слоями из тяжелого или легкого конструкционного бетона.

Для проверки трещиностойкости, жесткости и прочности наклонных сечений изгибаемых трехслойных элементов с монолитно связанными слоями были проведены экспериментально-теоретические исследования. Изготовлено и испытано четыре серии (20 балок) образцов длиной 330 см (пролетом 300 см) и сечением 16x25 см (см. рисунок, поз.в) с наружными слоями, толщиной 4 см каждый, из тяжелого бетона прочностью 23...30,6 МПа и внутренним слоем из полистиролбетона прочностью 0,245...0,496 МПа. Высота поперечного сечения принята близкой

к реальным ограждающим конструкциям. Изучены физико-механические свойства полистиролбетона низкой прочности (0,2–0,5 МПа).

Выявлено влияние поперечного армирования (хомутов и наклонных стержней) на работу трехслойных железобетонных элементов при изгибе и разработаны рекомендации по учету их в расчетах. Получены экспериментальные данные о влиянии деформаций сдвига среднего слоя из низкопрочного бетона на прогибы изгибаемых трехслойных элементов с монолитно связанными слоями и даны рекомендации по их оценке. Разработаны предложения по теоретической оценке трещиностойкости, прочности и деформаций трехслойных элементов монолитного сечения с низкопрочным средним слоем из полистиролбетона.

Полученные рекомендации по расчету трехслойных железобетонных конструкций позволяют проектировщикам шире внедрять такие конструкции в жилищных, сельскохозяйственных и промышленных зданиях.

#### Библиографический список

1. КМК 2.03.01-96. Бетонные и железобетонные конструкции. — Ташкент, ИВЦ АКАТМ, 1996.
2. Чиненков Ю.В. Расчет изгибаемых железобетонных трехслойных панелей с эффективным утеплителем и гибкими связями // Строительная механика и расчет сооружений. — 1982. — № 4.

*С.А.ХОЛМИРЗАЕВ, инж. (Наманганский инженерно-педагогический ин-т)*

## Температурные изменения в керамзитобетонных колоннах в условиях сухого жаркого климата

Для конструкций, работающих в естественных климатических условиях, необходим правильный учет изменений температуры по сечению конструкций с течением времени. С целью изучения данного вопроса были изготовлены железобетонные колонны из керамзитобетона сечением 160x300

мм и высотой 1000 мм. Колонны были ориентированы растянутой зоной, сжатой зоной и боковой стороной на юг.

Температуру керамзитобетона в колоннах измеряли при помощи хромель-копелевых термопар, присоединенных к переносному потенциометру типа ПП-63. Высо-

кая точность прибора позволяла фиксировать температуру до 1–2°C. Подключение термопар осуществлялось посредством двухполюсного переключателя. Холодные спаи термопар помещались в тающий лед для того, чтобы начало отсчета температур совпало с 0°C (рис.1).

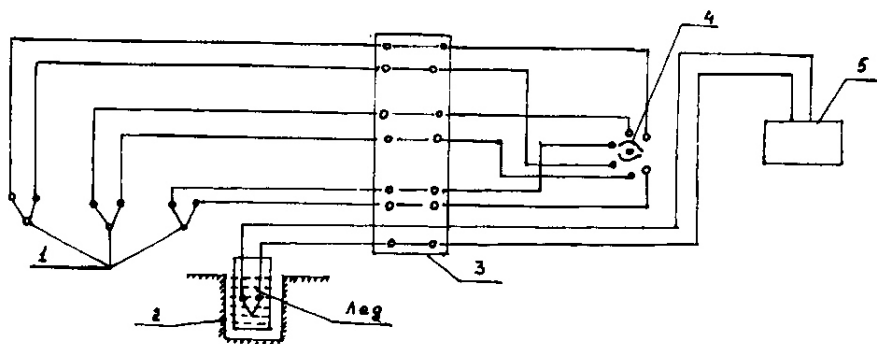


Рис. 1. Схема замера температур в бетоне и арматуре колонн с постоянной температурой холодного спая

1 — термопары в бетоне и на арматуре; 2 — термостатирующая термопара, находящаяся в тающем льде; 3 — холодные спайы; 4 — двухполюсный переключатель; 5 — потенциометр ПП-63

Термопары показывали приращение температуры в бетоне и арматуре по сравнению с температурой холодного спая. Каждая термопара пронумеровывалась и тарировалась в отдельности. Температуру керамзитобетона измеряли на уровне 1/2 и 1/4 высоты колонны. Измерения велись в течение 1,5 лет. В первые 30 сут, а также в летний период температуры замеряли ежедневно три раза в сутки (6, 15 и 21 ч). Дальнейшие измерения производились один раз в сутки (в 15 ч), со все возрастающими интервалами (но не реже двух раз в месяц).

Наблюдения за кинетикой изменения температуры керамзитобетона в железобетонном элементе показали, что при температуре внешней среды 40°C температура керамзитобетона под воздействием солнечной радиации доходит до 45°C при минимальной влажности воздуха 20%. С повышением температуры воздуха линейно повышается температура на поверхности элемента, обращенной в солнечную сторону.

Начиная с 11–12 часов температура воздуха повышается быстрее, а температура керамзитобетона в сечении отстает от температуры воздуха на 1–2°C. На обращенной к Солнцу поверхности элемента керамзитобетон нагревается быстрее, чем на теневой поверхности. В 14 часов эта разница составляет 2–3°C за счет солнечной радиации. Максимально зафиксированная температура, оп-

ределенная на поверхности элемента в июле в 14 часов дня, была 43–45°C, что превышает температуру воздуха на 8–9°C (рис. 2).

В осенний период также наиболее нагретой оказывается поверхность элемента, обращенная в сторону Солнца, что можно объяснить низким его горизонтом в этот период. В течение суток днем с 9 до 14 часов температура поднимается от 17 до 27°C, и перепад температуры составляет 10°C. Ночью с 21 до 9 часов утра температура керамзитобетона снижается с 21 до 17°C, при этом перепад составляет 4°C. Таким образом, в течение суток наиболее неблагоприятным временем для работы железобетонных элементов в условиях сухого жаркого климата, с точки зрения влияния температурно-

влажностных условий среды, является период с 14 до 24 часов.

Визуальными наблюдениями установлено, что трещины в керамзитобетоне от перепада температуры за весь период исследований не появлялись. Температуру арматуры можно принять равной температуре бетона, где она расположена. Возникающие температурные деформации железобетонного элемента при этом определяются по формуле

$$\varepsilon_{bt} = \alpha_{bt}(t'_b - t_b),$$

где  $\alpha_{bt}$  — коэффициент температурной деформации керамзитобетона;  $t'_b$  и  $t_b$  — температуры бетона в наиболее жаркое и холодное время.

По данным опытов можно отметить, что от повышения температуры железобетонный элемент удлиняется на некоторую величину, которая меньше, чем удлинение арматуры. Деформации железобетонного элемента в таких условиях близки к деформациям бетона. Удлинение оси колонны от нагревания до расчетной температуры наружного воздуха определяют, как для бетонного элемента, соответственно по формуле

$$\varepsilon_t = \Delta t_w \alpha_{bt} \gamma_t,$$

где  $\gamma_t = 1,1$  — коэффициент надежности по температуре.

При расчете деформаций железобетонных конструкций от длительного попеременного нагревания и охлаждения до расчетной

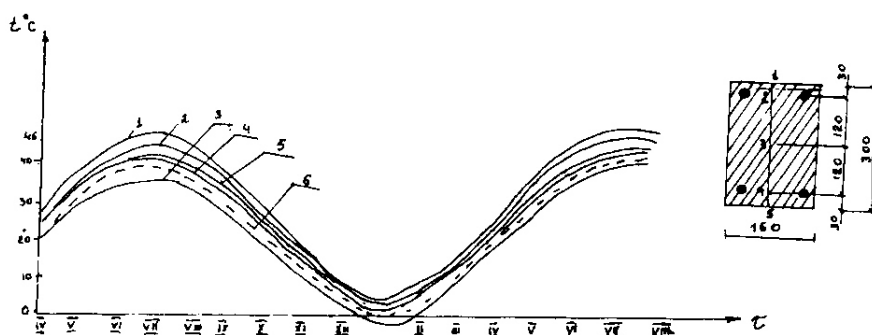


Рис. 2. Изменение температуры по высоте среднего сечения колонны с течением времени (цифры на кривых соответствуют номерам термопар)

1 — на поверхности, обращенной к Солнцу; 2 — на глубине 30 мм; 3 — в средней части колонны; 4 — на глубине 30 мм от противоположной стороны; 5 — на противоположной стороне; 6 — температура воздуха



зимней температуры наружного воздуха изменение длины оси элемента  $\varepsilon_{tcs}$  под воздействием температуры и усадки бетона определяются по формуле

$$\varepsilon_t = (\Delta t_w \alpha_{bt} - \varepsilon_{cs}) \gamma_t,$$

где  $\Delta t_w$  — нормативное изменение во времени средней по сечению элементов температуры в теплое время года;  $\varepsilon_{cs}$  — укорочение оси элемента от усадки керамзитобетона.

Закономерность изменения температуры воздуха в условиях сухого жаркого климата за период наблюдений совпадает с закономерностью изменения среднемесячной температуры воздуха по СНиП 2.01.07-85.

Изменение температуры керамзитобетона следует за измене-

нием температуры среды и носит синусоидальный характер. Наибольшая температура керамзитобетона в железобетонном элементе наблюдается в летний период, а в течение суток в период от 15 до 18 часов, а наименьшая температура — с 22 до 6 часов. Для сжатых железобетонных элементов естественного твердения в условиях сухого жаркого климата температура на поверхностях керамзитобетона, обращенных к Солнцу, летом доходила до 45°C, а зимой опускалась до -4°C. Температура на поверхностях, подверженных воздействию прямой солнечной радиации, превышала температуру воздуха на 10–12°C, в то время как температура керамзитобетона теневой стороны превышала тем-

пературу воздуха не более чем на 6°C.

В условиях сухого жаркого климата железобетонные элементы нагреваются неравномерно. Под влиянием колебания температуры воздуха и интенсивности солнечной радиации температурное поле конструкций непрерывно изменяется во времени и является нестационарным. Распределение температуры по сечению элемента в любой момент времени нелинейно. Для практических расчетов перепад температуры по высоте сечения элемента можно считать по линейному закону. Линейное распределение температуры принимают для наиболее жаркого и холодного месяцев.

---

---

## В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

---

---

М.Б.КРАКОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (НПКТБ Оптимизация АО)

### Программа "ОМ СНиП Железобетон" для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ

В НПКТБ «ОПТИМИЗАЦИЯ» разработана ЭВМ-программа «ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН» для расчета железобетонных конструкций по [1]. Программа сертифицирована Госстроем России (сертификат соответствия № РОСС RU.СП11.Н00043). Накоплен достаточный опыт эксплуатации программы в ведущих проектных организациях — Атомэнергопроекте, Гидропроекте, Моспроекте-1, ПИ-2, Промстройпроекте и др. В настоящей статье описаны возможности программы, а также выполнено сравнение результатов, получаемых по программе «ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН» и широко распространенным программам SCAD, STARK ES, Лира.

Отметим следующие особенности программы «ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН».

**1. Полнота охвата материала.** Программа позволяет проводить все без исключения расчеты, предусмотренные [1]. Учтены также рекомендации Пособий [2, 3]. Во всех расчетах учитывается неограниченное число комбинаций усилий.

**2. Точность.** При тестировании программы выполнялось сравнение получаемых результатов с результатами в различных источниках (например, в [2, 3, 4]), а также с результатами при «ручном» счете и по другим програм-

мам (см. ниже). Были найдены и объяснены причины всех выявленных расхождений (например, [5, 6]).

**3. Удобный интерфейс.** Программа разработана по типу «мастеров» в программах Microsoft. Перед пользователем на экране в определенной последовательности раскрывается ряд страниц. Переход к последующей странице возможен только при заполнении предыдущей. При неправильном заполнении возникают сообщения, помогающие скорректировать допущенные ошибки. Для визуального контроля широко использована графика.

**4. Простота работы.** В программу заложены все необходимые данные (виды и классы бетонов, классы стали, расчетные и нормативные сопротивления материалов, модули упругости, коэффициенты и пр.), так что при расчетах не нужно использовать никакие дополнительные справочные материалы. Удобство интерфейса обуславливает простоту обучения работы с программой. Практика работы проектных организаций показывает, что время обучения составляет около 15 мин.

**5. Развитой сервис.** Программа хранит в базе данных условия и результаты всех решенных задач. Их можно отправлять в архив и возвращать оттуда. Возможен импорт данных из других баз. Предусмотрена возможность

нескольких вариантов печати: общие результаты, общие результаты с исходными данными, полные результаты с исходными данными, с графикой и без нее, регулирование нумерации страниц, количества печатаемых вариантов и т.д.

**6. Быстрота подготовки исходных данных и выполнения расчетов.** Программа предусматривает подготовку шаблонов для наиболее часто встречающихся задач, их копирование и быстрое заполнение исходными данными. Возможно решение как отдельных задач, так и их пакетов. Длительность счета, как правило, составляет доли секунды.

Приведем структуру программы и перечень решаемых задач с указанием соответствующих пунктов [1, 2, 3].

### 1. БЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

- 1.1. Прочность нормальных сечений (пп. 3.1-3.8 [1])
- 1.2. Трещиностойкость нормальных сечений (п. 3.5 [1])
- 1.3. Трещиностойкость наклонных сечений (пп. 3.1, 4.11 [1])

### 2. ПРЕДНАПРЯЖЕНИЕ

- 2.1. Величины преднапряжения (п. 1.23 [1])
- 2.2. Потери преднапряжения (пп. 1.25, 1.26 [1])
- 2.3. Усилия и эксцентриситеты предварительного обжатия (п. 1.28 [1])
- 2.4. Контролируемые напряжения (п. 1.24 [1])
- 2.5. Коэффициенты точности натяжения (п. 1.27 [1])
- 2.6. Длина зоны передачи напряжений при расчете прочности и трещиностойкости (п. 2.29 [1])
- 2.7. Прочность конструкции при обжатии (пп. 3.44, 3.45 [3])
- 2.8. Контролируемые напряжения при натяжении арматуры на бетон (п. 1.23 [3])

### 3. НОРМАЛЬНЫЕ СЕЧЕНИЯ

- 3.1. Проверка прочности (пп. 3.9 - 3.28 [1])
- 3.2. Подбор напряженной и ненапряженной арматуры, сосредоточенной у граней (пп. 3.9 - 3.28 [1])
- 3.3. Подбор произвольно расположенной ненапряженной арматуры (пп. 3.9 - 3.28 [1])
- 3.4. Учет косвенного армирования (пп. 3.22, 3.23 [1])
- 3.5. Учет расположения сечений в зонах анкеровки и передачи напряжений (пп. 2.28, 2.29, 5.14 [1])

### 4. НАКЛОННЫЕ СЕЧЕНИЯ

- 4.1. Расчет на прочность по наклонной трещине (пп. 3.31-3.33 [1])
  - 4.1.1. Проверка прочности
  - 4.1.2. Подбор хомутов на одном участке
  - 4.1.3. Подбор хомутов на двух участках (у опоры и в пролете)
  - 4.1.4. Подбор хомутов у опоры при заданной интенсивности в пролете
  - 4.1.5. Подбор хомутов в пролете при заданной интенсивности на опоре

- 4.1.6. Подбор границы между участками при заданной интенсивности хомутов на опоре и в пролете
- 4.1.7. Расчет элементов без поперечной арматуры
- 4.1.8. Учет косоугольного изгиба (п. 3.39 [2], 3.29 [3])
- 4.1.9. Учет поперечной арматуры в виде отгибов
- 4.1.10. Учет преднапряжения хомутов и отгибов

4.2. Расчет на прочность по наклонной полосе (п. 3.30 [1])

4.3. Расчет на прочность по моменту с проверкой обрыва стержней (п. 3.35 [1])

4.4. Проверка выносливости (пп. 3.47, 3.49 [1])

5. КОРОТКИЕ КОНСОЛИ (п. 3.34 [1])

6. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ СЕЧЕНИЯ (пп. 3.36, 3.37 [1], 3.88-3.92 [2])

7. МЕСТНЫЕ НАГРУЗКИ

7.1. Смятие (пп. 3.39 - 3.40 [1])

7.1.1. Учет косвенного армирования (п. 3.41 [1])

7.2. Продавливание (п. 3.42 [1])

7.3. Отрыв (п. 3.43 [1])

8. ЗАКЛАДНЫЕ ДЕТАЛИ (пп. 3.44-3.46 [1])

9. ТРЕЩИНЫ

9.1. Определение категории трещиностойкости (п. 1.16 [1])

9.2. Образование, раскрытие и закрытие нормальных трещин (пп. 4.2-4.7, 4.14, 4.18-4.20 [1])

9.3. Образование, раскрытие и закрытие наклонных трещин (пп. 4.11, 4.17, 4.18, 4.21 [1])

9.4. Образование, ширина раскрытия и глубина начальных трещин (пп. 1.18, 4.6, 4.15, 4.16 [1])

9.5. Образование нормальных трещин при многократной нагрузке (п. 4.10 [1])

9.6. Образование наклонных трещин при многократной нагрузке (п. 4.12 [1])

9.7. Влияние местных нагрузок на образование трещин в наклонных сечениях (пп. 4.9, 4.10 [3])

9.8. Возможность исчерпания несущей способности одновременно с образованием трещин (пп. 1.19, 4.9 [1])

9.9. Трещиностойкость составных и блочных конструкций, выполняемых без применения клея в швах (п. 4.5 [1])

10. ДЕФОРМАЦИИ (пп. 4.22-4.34 [1])

В разделах «Бетонные элементы», «Преднапряжение» и «Нормальные сечения» рассматриваются элементы восьми стандартных сечений – прямоугольного, двутаврового, таврового с растянутой или сжатой полкой, коробчатого, крестового, круглого и кольцевого. Кроме того, предусмотрен расчет элемента произвольного сечения. В этом случае сечение аппроксимируют набором из прямоугольников и прямоугольных треугольников. На рис. 1 приведены примеры трех сечений произвольной формы из реальной проектной практики: ядро жилого многоэтажного здания, фундамент, колонна сложной формы с примыкающими перегородками. В указанных

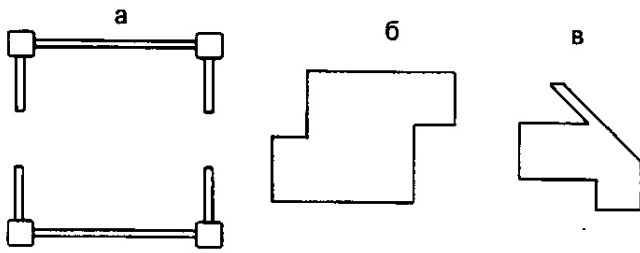


Рис. 1. Примеры нормальных сечений сложной формы, рассчитанных по программе

а — ядро жилого многоэтажного здания; б — фундамент под обводование; в — колонна с примыкающими перегородками

конструкциях подбирались площадь сечения арматурных стержней, расположенных в заранее указанных местах, или проверялась прочность сечений со стержнями указанных диаметров. Элементы рассчитывались на косое внецентренное сжатие.

В разделе «Преднапряжение» предусмотрена возможность расчета конструкций, в которых натяжение арматуры осуществляется как на упоры, так и на бетон.

В разделе «Нормальные сечения» при подборе арматуры можно задать также и заранее установленную арматуру. Подбор выполняется с оптимизацией армирования: требования [1] к прочности элемента выполняются при минимальной площади сечения арматуры. Например, при подборе арматуры, сосредоточенной у граней (напряженные состояния изгиб, внецентренное сжатие и внецентренное растяжение), при действии нескольких комбинаций усилий используют следующий алгоритм. Вначале подбирают минимальную площадь сечения растянутой и сжатой арматуры на каждую комбинацию. Затем из всех полученных площадей сечений сжатой арматуры выбирают максимальную и устанавливают ее в сечении. Вновь проводят расчет, подбирая минимальную площадь сечения растянутой арматуры при каждой комбинации усилий. Окончательно из всех полученных минимальных площадей сечения растянутой арматуры выбирают максимальную.

Отметим также, что при расчете кольцевых и круглых сечений по рекомендациям [2, 3] можно учесть только напрягаемую или ненапрягаемую арматуру, расположенную на одной окружности. Программа позволяет выполнить расчет элементов кольцевых и круглых сечений с напрягаемой и/или ненапрягаемой арматурой, расположенной на любом числе окружностей.

В разделе «Наклонные сечения» рассматриваются элементы прямоугольного, двутаврового и таврового (с полкой вверху или внизу) сечений. Высота элемента по длине может быть постоянной или переменной.

В Пособиях [2, 3] при расчетах наклонных сечений рассмотрены элементы свободно опертые и консольные. Программа позволяет рассчитывать также и защемленные (неразрезные) элементы с ненулевым изгибающим моментом на опоре. В Пособиях даны рекомендации по определению положения наиболее опасного наклонного сечения и наиболее опасной наклонной трещины только для простейших нагрузок — равномерно распределенной

и сосредоточенных сил. Алгоритмы программы позволяют отыскать необходимые параметры для произвольных нагрузок, причем точнее, чем по рекомендациям Пособий (см. [5]).

При расчете наклонных сечений предусмотрены две возможности задания усилий: определение их по нагрузкам на элемент или непосредственный ввод в виде эпюр. Второй способ удобен, если эпюры усилий известны из расчета конструкции по другим программам.

В разделе «Пространственные сечения» реализован расчет на кручение с изгибом прямоугольных, тавровых, двутавровых и кольцевых сечений. Для прямоугольных сечений принята методика [1], для остальных сечений — методика [2].

В разделах «Короткие консоли», «Местные нагрузки» и «Закладные детали» разработанные алгоритмы реализуют методики [1].

В разделе «Трещины» программа, используя внесенные данные, автоматически определяет категорию трещиностойкости и выполняет все необходимые для этой категории вычисления. Рассмотрены элементы прямоугольного, двутаврового и таврового (с растянутой или сжатой полкой) сечений постоянной или переменной высоты.

В разделе «Деформации» рассмотрены элементы трех видов: неразрезной, с консолью и консольный (рис. 2). В

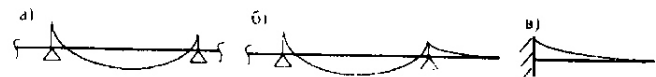


Рис. 2. Схемы элементов с видами эпюры моментов для определения прогибов

а — неразрезной элемент; б — элемент с консолью; в — консоль

неразрезном элементе могут быть равны нулю один или оба опорных момента. Элементы могут быть постоянной или переменной высоты и иметь прямоугольное, двутавровое или тавровое (с полкой вверху или внизу) сечение. Программа определяет прогибы в любых точках по длине элемента. Число таких точек не ограничено. В ходе вычислений программа рассматривает 50 сечений в пролетной и/или консольной части элемента. В каждом сечении она определяет, образуются ли трещины, и вычисляет кривизну. Затем по правилам строительной механики перемножаются эпюры изгибающих моментов и (при необходимости) поперечных сил. Программа определяет также допустимые прогибы в соответствии с рекомендациями [7] и делает вывод о том, выполнены ли требования СНиП.

Как и в разделе «Наклонные сечения», предусмотрены две возможности задания усилий — по нагрузкам на элемент или непосредственно в виде эпюр.

Было выполнено сравнение результатов, получаемых при расчете железобетонных элементов по программе «ОМ СНиП Железобетон» и трем другим широко распространенным программам — SCAD, STARK ES и Лира. Приведем два примера.

*Пример 1.* Элемент с фактической и расчетной длиной 9 м работает на косое внецентренное сжатие. Конструк-

ция сборная, статически определимая. Квадратное сечение элемента имеет размеры 300×300 мм. На элемент действует сжимающая сила 660 кН и моменты  $M_x = M_y = 55$  кНм. Нагрузки не включают кратковременные непродолжительного действия. Бетон естественного твердения класса В15, класс арматуры А-III. Расстояние от центров тяжести сечений арматурных стержней до ближайших граней равно 50 мм. Требуется подобрать площадь сечения продольной арматуры.

*Пример 2.* Рассматривается шарнирно опертая балка на двух опорах (рис. 3). Нагрузки не включают кратко-

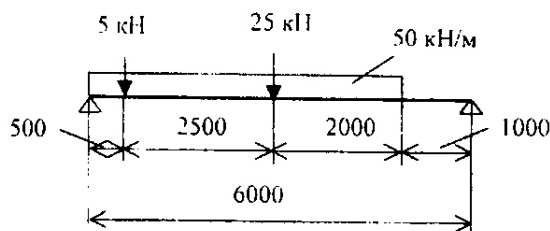


Рис. 3. Схема нагрузок на балку в примере 2

временные непродолжительного действия. Сечение балки 200×500 мм. Расстояние от нижней грани до центра тяжести сечения растянутой арматуры составляет 50 мм. Бетон класса В20 естественного твердения. Требуется подобрать интенсивность хомутов.

*Анализ результатов.* В примере 1 программа SCAD определила, что общая площадь сечения продольной арматуры, «размазанной» по четырем сторонам, должна быть равна 72,4 см<sup>2</sup>. Программа «ОМ СНИП Железобетон» показала, что общая площадь «размазанной» арматуры должна составлять 92 см<sup>2</sup>, т.е. на 27% больше, чем по программе SCAD. Этот результат подтвержден расчетом «вручную». Программа STARK ES определила, что общая площадь арматуры, сосредоточенной по углам, равна только лишь 28 см<sup>2</sup>, т.е. в 2,3 раза меньше необходимой 64,84 см<sup>2</sup>.

В примере 2 программа SCAD определила, что необходимая интенсивность хомутов у опоры составляет 213 Н/мм, а в пролете хомуты можно не ставить. Программа «ОМ СНИП Железобетон» и «ручной» счет показали, что в приопорной зоне интенсивность хомутов должна составлять 48,6 Н/мм, и эта интенсивность является минимальной из условия (83) [1], т.е. должна распространяться на всю длину балки. Таким образом, несмотря на более чем 4-кратный запас поперечной арматуры у опоры, в пролете результаты расчета по программе SCAD требованиям СНИП [1] не удовлетворяют.

Результаты расчетов по программе Лира в обоих примерах оказались аналогичными полученным по программе SCAD.

Некоторые из причин выявленных расхождений состоят в следующем. При расчете нормальных сечений программа SCAD подбирает «размазанную» арматуру, хотя по [1] это делать не разрешается. Результаты могут идти как в запас, так и не в запас прочности. В общем случае во избежание серьезных ошибок необходимо учитывать реальное дискретное расположение стержней [5].

При подборе хомутов программа SCAD не позволяет выявить наиболее опасную схему разрушения, поскольку не рассматривает возможность распространения трещины на два и более конечных элемента, из которых состоит конструктивный железобетонный элемент.

Как следует из Руководства пользователя, программа Лира при расчете нормальных сечений считает их упругими на каждой итерации, что противоречит п. 3.28 [1]. Расчет же наклонных сечений эта программа выполняет по отмененным нормам СНИП II.21-75.

## Выводы

1. Программа «ОМ СНИП Железобетон» позволяет с необходимой точностью выполнять все расчеты по [1] и может быть использована при проектировании железобетонных конструкций и в учебных целях.

2. Действующие программы SCAD, STARK ES, Лира в общем случае не позволяют получать достаточно надежные результаты. Наиболее опасными являются ситуации, при которых конструкция в результате расчета по указанным программам якобы обладает необходимой несущей способностью, а в действительности требованиям СНИП не удовлетворяет. Предлагается следующий выход из создавшегося положения. Усилия и предварительное армирование определяются по действующим программам, но наиболее характерные и ответственные места проверяются по программе «ОМ СНИП Железобетон». Кроме того, эту же программу можно использовать для многих расчетов железобетонных конструкций, не охватываемых действующими программами.

*За дополнительной информацией, демонстрационной версией и по вопросам приобретения программы «ОМ СНИП ЖЕЛЕЗОБЕТОН» просьба обращаться в НПКТБ ОПТИМИЗАЦИЯ АО по адресу: 117292 Москва, ул. Профсоюзная 8-2-150, тел., факс (095) 124-2425, e-mail: krakov@dataforce.net*

## Библиографический список

1. СНИП 2.03.01-84\* Бетонные и железобетонные конструкции/ Госстрой СССР. — М., 1989, с.77.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНИП 2.03.01-84) ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1986, с.192.
3. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНИП 2.03.01-84), части I, II/ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1988, с.187, 144.
4. Голышев А.Б., Бачинский В.Я., Полищук В.П. и др. Проектирование бетонных и железобетонных конструкций. Справочное пособие. — Киев, «Будивальник», 1990, с.543.
5. Краковский М.Б. О некоторых неточностях реализации методики СНИП расчета нормальных сечений железобетонных конструкций//Бетон и железобетон. — 2000, № 5. — с.14-16.
6. Краковский М.Б. О некоторых неточностях реализации методики СНИП расчета наклонных сечений железобетонных конструкций//Бетон и железобетон. — 2000, № 6. — с.9-11.
7. СНИП 2.01.07-85. Нагрузка и воздействия (Дополнения. Раздел 10. Прогибы и перемещения)/Госстрой СССР. — М., 1988, с.7.

## Взаимное влияние потерь предварительного напряжения и способы их учета

После бетонирования и передачи усилий на бетон считается завершенной первая стадия изготовления конструкций. На этом этапе в соответствии со СНиП, кроме упомянутых потерь  $\sigma_1 \dots \sigma_5$ , происходящих в процессе изготовления, учитывают потери от быстронатекающей ползучести бетона  $\sigma_6$ .

Далее нормы рекомендуют определять вторую группу потерь, происходящую после обжатия бетона. Очевидная условность разделения потерь на две группы оправдывается упрощением оценки отдельных потерь от различных факторов простым суммированием. В то же время имеет место взаимное влияние ряда потерь, что в расчете преднапряжения пока не учитывается. К таким взаимозависимым потерям относятся, в первую очередь, потери от релаксации арматуры, усадки и ползучести бетона. Релаксационные испытания предполагают постоянные по величине деформации арматурного образца и переменные во времени напряжения, тогда как при изучении ползучести переменными являются деформации, а напряжения в бетоне поддерживаются на определенном уровне. Поскольку исходные данные этих испытаний не отвечают реальной работе арматуры и бетона, результаты таких испытаний в чистом виде приняты для расчета. Кроме того, деформации свободной усадки ниже деформаций усадки бетона в нагружаемых элементах, что объясняется дополнительным выдавливанием влаги из тела бетона.

Таким образом, взаимное влияние этих процессов - релаксации, усадки и ползучести - очевидно, ясна их качественная картина: суммарные потери должны быть меньше, чем при определении их простым сложением отдельных потерь в чистом виде.

В железобетонных конструкциях со смешанным армированием высокая точность определения потерь предварительного натяжения гарантирует достоверные значения трещиностойкости и деформативности. Здесь величина потерь зависит не только от степени их взаимосвязи, но и от количества ненапрягаемой арматуры, которая сдерживает деформации усадки и ползучести бетона.

Для определения потерь от усадки и ползучести в железобетонных конструкциях со смешанным армированием в настоящее время используют различные методы расчета.

В работе [6] предлагается введение численных коэффициентов снижения потерь в зависимости от процента армирования ненапрягаемой арматуры. Очевидно, что это применимо лишь для определенных исследованных видов бетонов и не может быть использовано в общем случае. Авторы работ [1, 2] применяют в расчетах потерь от усадки и ползучести

формулы, предложенные в [3]. Однако результаты расчетов по этим формулам существенно (до 90%) занижают суммарные потери от быстронатекающей ползучести, усадки и длительной ползучести, особенно при высоких уровнях напряжений. Это связано с тем, что в расчетах не учитывается увеличение деформаций усадки нагруженного бетона. По имеющимся данным при сжатии бетона снижение относительной влажности и соответствующее увеличение деформаций усадки может достигать 2% на 0,1 МПа напряжений.

В работе [7] предлагается учитывать влияние на потери усадки ненапрягаемой арматуры с помощью коэффициента  $\alpha_{sh} = 1 / [1 + A_s E_s / (A_{sp} E_{sp})]$ . Однако, экспериментального подтверждения надежности использования этого коэффициента недостаточно. Кроме того, потери от ползучести  $\sigma_6$  и  $\sigma_9$  рекомендуется принимать по СНиП вне зависимости от количества ненапрягаемой арматуры.

Упомянутые аналитические и эмпирические зависимости, а также корректирующие коэффициенты не учитывают, да и не могут учитывать всего разнообразия факторов, которые влияют на величину установившегося предварительного напряжения.

Из-за сложности технологического процесса изготовления величина начального преднапряжения является случайной. Значения коэффициента вариации при механическом способе натяжения составляет 0,10...0,12, а при электротермическом - 0,12...0,14. Потери предварительного натяжения, от которых непосредственно зависит величина установившегося преднапряжения, также являются случайными величинами, изменяющимися во времени, что обусловлено технологией производства, составом и физико-механическими свойствами материалов. В табл. 1 приведены результаты обработки экспериментальных данных по исследованию отдельных видов потерь напряжения в арматуре или деформаций бетона.

Как видно из табл. 1 потери предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона являются величинами весьма неустойчивыми, с чем необходимо считаться в расчетах. Занижение величины упомянутых потерь может привести к переоценке уровня обжатия, а завышение, наоборот, - к его недооценке. Для эксплуатационных качеств конструкций второй случай (завышение потерь) предпочтительнее, т. к. гарантирует некоторый запас по трещиностойкости и деформативности. Поэтому для оценки потерь необходимо использовать вероятностные методы расчета. Считая закон распределения потерь нормальным,

Таблица 1

Авторы исследований	Виды потерь или деформаций бетона	Максимальный коэффициент вариации, полученный в опытах, %
С. В. Александровский	Быстронатекающая ползучесть бетона: естественного твердения пропаренного	12,3
		21,5
С. В. Александровский, В. А. Чернояров	Потери от быстронатекающей ползучести Суммарные потери от усадки и ползучести	22,9
		15,2
А. В. Яшин	Потери от быстронатекающей ползучести Суммарные потери от усадки и ползучести	30,0
		30,0
К. В. Михайлов	Потери от релаксации	30,0
Нормы расчета надежности транспортных сооружений [4]	Мера линейной ползучести	22,0
	Относительная деформация усадки	16,0
	Предельная сжимаемость	12,0

можно установить потери с заданной обеспеченностью  $P$ , используя соотношение

$$\sigma_i = \bar{\sigma}_i [1 - \nu(\sigma_i)], \quad (1)$$

где  $\bar{\sigma}_i$  — среднее значение потерь;  $i = 6, 8, 9$  — обозначение номера потерь в соответствии со СНиП;  $t$  — число стандартов, зависящее от заданной обеспеченности;  $\nu(\sigma)$  — коэффициент вариации соответствующего вида потерь.

Выше было сказано о том, что деформации усадки и ползучести протекают совместно и взаимосвязанно, хотя многие исследования считают их величинами независимыми. Очевидно, вероятность появления максимумов всех видов деформаций, а следовательно и потерь ниже, чем в случае их протекания раздельно. Поэтому имеет смысл ввести коэффициент сочетаний потерь, учитывающий уменьшение вероятности появления нескольких максимальных значений потерь.

В принципе, каждый вид потерь происходит во времени и представляет собой случайный процесс. Следовательно, сумма потерь также будет представлять случайный процесс. Определение сочетаний изменяющихся во времени нескольких случайных процессов представляет достаточно сложную задачу.

Учитывая сложность процессов длительного деформирования и зависимость усадки и ползучести бетона от многих факторов, в первом приближении предлагаются упрощенное представление коэффициента сочетания потерь. Считается, что слагаемые потери представляют собой постоянные во времени случайные величины. Такая постановка задачи может быть оправдана стремлением приблизить расчеты к методике СНиП, где все потери рассматриваются на момент их завершения, определяющий установившееся эксплуатационное напряженное состояние конструкции.

Если все потери распределены по одному и тому же нормальному закону и статистически независимы, имеет место случай простого сложения случайных величин. Не останавливаясь на выводе коэффи-

циента сочетания потерь предварительного напряжения, можно записать расчетные соотношения: при обычном суммировании потерь

$$\sigma = \sum_{i=1}^m \bar{\sigma}_i \gamma_i; \quad (2)$$

с учетом сочетания потерь

$$\sigma = \sum_{i=1}^m \bar{\sigma}_i + \sqrt{\sum_{i=1}^m \bar{\sigma}_i^2 (\gamma_i - 1)^2} \quad (3)$$

В формулах (2) и (3):

$\bar{\sigma}_i$  — среднее значение для отдельных видов потерь;

$$\gamma_i = 1 + \nu(\sigma_i);$$

$t$  и  $\nu(\sigma)$  — см. формулу (1).

Определение суммарного значения по (2) приводит к переоценке потерь, так как среднее квадратическое всегда меньше среднего арифметического при  $m \geq 2$ . Использование формулы (3) дает снижение расчетной величины потерь в зависимости от их числа в сочетании и доли каждой из них.

С учетом (2) и (3) определен коэффициент сочетания потерь

$$\psi = \frac{\sum_{i=1}^m \bar{\sigma}_i + \sqrt{\sum_{i=1}^m \bar{\sigma}_i^2 (\gamma_i - 1)^2}}{\sum_{i=1}^m \bar{\sigma}_i \gamma_i} \quad (4)$$

Нормирование коэффициента сочетаний потерь  $\Psi$  к настоящему времени не представляется возможным в связи с отсутствием целенаправленных опытов по определению величины вклада различных видов потерь.

В качестве тестового примера предлагается определение суммы потерь от кратковременной ползучести  $\sigma_6$ , усадки  $\sigma_8$  и длительной ползучести бетона  $\sigma_9$ .

Исходные данные о потерях заимствованы из опытов М. М. Арсланбекова [1], проведенных для балок со смешанным армированием:  $\bar{R}_{bp} = 22,95$  МПа;  $\bar{\sigma}_{bp} = 3,672$  МПа;  $\bar{\sigma}_{bp} / \bar{R}_{bp} = 0,16$ ;  $k_p = 0,72$ ;  $\alpha_{sh} = 1,53$ .

Таблица 2

Наименование потерь	Средние опытные значения, МПа	Расчетные значения потерь, МПа				Коеф. сочетания $\psi$	Погрешности $\frac{\bar{\sigma}_{оп} - \bar{\sigma}_{рас}}{\bar{\sigma}_{рас}}$	
		по СНиП	по формуле (2)	по формуле (3)	по методике работ, Исп. в [1]		у автора работы [1]	по предлагаемой методике
$\sigma_6$	8,7	5,5	11,5	-	-	-	-	-
$\sigma_8$	44,1	32,7*	54,9	-	-	-	-	-
$\sigma_9$	46,5	24,0	57,9	-	-	-	-	-
$\Sigma \sigma_i$	99,3	62,2	124,3	115,2	84,5	0,93	+17,5	-13,8

\* - Потери от усадки  $\sigma_8$  вычислены с учетом сдерживающего влияния ненапрягаемой арматуры в соответствии с рекомендациями [5].

В связи с тем, что в работе [1] приведены только средние величины потерь и не приведены их изменчивости, коэффициенты вариации были назначены по результатам проведенных исследований  $v(\sigma_6)=20\%$ ;  $v(\sigma_8)=v(\sigma_9)=15\%$ ; обеспеченность принята  $P=95\%$ ,  $t=1,64$ . Результаты расчетов приведены в табл. 2. При вычислении потерь по формулам (2) и (3) были использованы средние опытные величины потерь.

Несмотря на всю условность исходных данных, выразившуюся в определенном произволе при выборе коэффициентов вариации, преимущества предлагаемой методики очевидны. Она дает возможность оценить не только влияние рассева исследуемых потерь, но и учитывает их сочетание. В результате конструкции оказываются равнонадежными по отношению к числу происходящих потерь.

#### Библиографический список

1. Арсланбеков М. М. Исследование прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных элементов со смешанным армированием. Диссертация канд. техн. наук. - М.: МИСИ, 1983. - 166 с.

2. Головин Н. Г. Трещиностойкость и деформативность изгибаемых элементов при смешанном армировании. Диссертация канд. техн. наук. - М.: МИСИ, 1978 - 178 с.

3. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. Под ред. А. А. Гвоздева М.: Стройиздат, 1978. - 204 с.

4. Нормы расчета надежности транспортных сооружений. Проект, М.: ЦНИИС Минтранстроя, 1990. - 147 с.

5. Рекомендации по проектированию железобетонных конструкций из тяжелого и легкого бетонов со смешанным армированием и оценка их пригодности при испытании нагружением /Украинский институт инженеров водного хозяйства (УИИВХ), НИИЖБ. - Ровно, 1992. - 35 с.

6. Стасюк М. И. Исследование влияния ненапрягаемой арматуры на работу предварительно напряженных железобетонных изгибаемых элементов при однократном и повторном приложении нагрузки. Диссертация канд. техн. наук. Львов, 1975. - 215 с.

7. Shaikh A. F., Branson D. E. Non-tensioned Steel in Prestressed Concrete Beams //PCI Journal, - 1970. - Vol. 15, N 1. - P.P. 14 - 36.

#### УВАЖАЕМЫЕ ЧИТАТЕЛИ!

Продолжается подписка на наш журнал на второе полугодие 2001 г. Сведения о подписке содержатся в Объединенном каталоге (он зеленого цвета) Пресса России 1 том. Российские и зарубежные газеты и журналы. Подписной индекс 70050. Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений. Тел. для справок 292-6205.

В. М. БОНДАРЕНКО, академик РААСН, д-р техн. наук, проф. (МИКХиС)

## К вопросу о концептуальных основах теории железобетона

Бетону свойственна анизотропия силового сопротивления. Его использованию в несущих конструкциях способствует компенсационное армирование и, при необходимости, предварительное обжатие растянутых зон и (или) стеснение поперечного деформирования. Силовое сопротивление железобетона совокупно определяется свойствами его компонент и спецификой их совместной работы, включающей сцепление арматуры с бетоном и допустимость трещинообразования.

Одновременно силовое сопротивление бетона, арматуры, сцепление между ними отличает нелинейность связи между напряжениями и деформациями, ползучесть, определенная необратимость деформаций, возрастной износ. Бетон реагирует на изменение гигрометрических и физико-химических характеристик среды, на предысторию и временные режимы нагружения и воздействий.

Естественно, что в связи с этим напряженно-деформированное состояние и силовое сопротивление железобетонных конструкций могут быть расчетно оценены только в нелинейной и в режимно-неравновесной постановке, с учетом внутренней статической неопределимости железобетона. Фактический отказ современных норм и многих исследований от учета ползучести, других свойств бетона, обусловленных режимными и временными факторами, или игнорирование неравновесного характера деформирования бетона и железобетона исключают обоснованное решение большинства задач их силового сопротивления во времени и в зависимости от режима трансформации их напряженно-деформированного состояния, в том числе длительной прочнос-

ти и выносливости, длительной жесткости, нисходящей ветви диаграммы  $\sigma-\varepsilon$ , потери преднапряжений арматуры, трещиностойкости, адаптации и приспособляемости конструкций, а также деформирования, эволюции граничных условий, устойчивости, колебаний и оптимизации сооружений.

Неравновесная постановка задачи, в которой время выступает как фактор, предопределяет первичность функционально режимной связи между напряжениями, деформациями и временем и одновременно актуализирует поиск предпочтительных конкретных форм записи реологических уравнений механического состояния материала, составляющих базу построения моделей силового сопротивления железобетона. В связи с этим уместно рассматривать указанные модели с позиции осмысливания временных процессов их деформирования с учетом вычислительной предпочтительности дальнейшего дискретного или интегрального использования аналитическими или сетевыми приемами.

Силовое сопротивление железобетона в каждый текущий момент его оценки зависит от предыстории деформирования; от временного (возрастного) износа материалов; от повреждений, накопленных за время эксплуатации объектов; от режима нагружения и режимного изменения напряженно-деформированного состояния.

В связи с этим рассматривается **предыстория**: установлено, что прочность бетона всех номинаций к моменту оценки силового сопротивления конструкций зависит от знака, уровня, режима и продолжительности предшествующего нагружения. Так, статическое обжатие образцов в пределах сохранения сплошности (до начала тре-

щинообразования) повышает его прочность, а за этими пределами снижает ее. Одновременное вибрационное пригружение может сместить, усилить или ослабить указанный эффект в зависимости от возраста бетона, частоты и амплитуды динамических нагружений. Одновременно динамические нагружения (прежде всего удары) снижают жесткость и повышают деформативность конструкций и в целом сооружений.

**Износ** — это естественный процесс возрастного изменения свойств бетона как искусственного материала, создание которого происходит длительное время; износ неизбежен, его можно смягчить, но избежать нельзя. Если становление бетона отличается упрочняющим структурообразованием, то износ сопровождается разрушающей деструктуризацией. Износ — многофакторное явление, зависящее от химсостава бетона и особенностей его технологических переделов, температурных и гигрометрических характеристик среды, а также от вмешательства сопутствующих силовых факторов. Износ влияет на характер деформирования, включая поперечные деформации и разрушения бетона и железобетона, определяет специфику обратимости и нелинейности деформирования материалов.

**Повреждения** — объективно существующая реальность для большинства эксплуатируемых бетонных и железобетонных сооружений. Повреждение может быть следствием неординарных силовых нагружений, поскольку железобетон конструируется из проектных, ожидаемых распределения и значения усилий, а существующая конструкция может не полностью соответствовать усили-



ям, возникающим при неординарных силовых ситуациях. Указанные силовые повреждения отражают несовершенства силового сопротивления бетона и железобетона (они, как правило, проявляются очагово). Эти повреждения могут быть смягчены (а возможно, предотвращены) более тщательным конструированием железобетона (в том числе фибровым и/или косвенным армированием и т.п.).

Наиболее часто проявляются коррозионные повреждения, которые всегда являются следствием химических, биологических, физических, температурных и тому подобных воздействий среды. С термодинамической точки зрения, их развитие неравновесно. Коррозия поражает бетон, арматуру, участки сцепления между ними, узлы и связи конструкций. Коррозионное повреждение бетона и железобетона также представляют собой сложный многофакторный, развивающийся в пространстве и времени процесс. Коррозионные повреждения могут распределяться как очагово, так и непрерывно и даже равномерно; их интенсивность зависит от знака, уровня и режима сопутствующих силовых воздействий. При неизменных во времени характеристиках агрессивности среды и достаточных размерах конструкции развитие коррозионных повреждений самотормозится.

Обусловливающим фактором напряженно-деформированного состояния бетона и железобетонных конструкций в условиях ползучести являются **режимы нагружения** (изменения напряжений). Ползучесть вообще не проявляется без напряжений, а релаксация напряжений — без стеснения деформаций. Последние проявляются и накапливаются во времени. Для материалов, обладающих ползучестью (а это подавляющее большинство строительных материалов и грунтов), именно режимы нагружения (момент начала и продолжительность, временные уровневые закономерности их изменения по координатам в пространстве и времени) определяют величины напряжений и деформаций, процессы перераспределения усилий и напряжений между компо-

нентами материалов и сечений элементов, прочностью и в итоге — силовое сопротивление бетона и железобетонных конструкций. Кроме того, в условиях неравномерного накопления деформаций во времени без учета режима нагружения также невозможно рассчитать: виброползучесть материалов, зависящую от асимметрии, амплитуды и частоты динамических нагрузений; длительную прочность и выносливость; перемещение и раздвоение нейтральных осей деформаций и напряжений для неоднородно напряженно-деформированных железобетонных элементов; трансформации нисходящей ветви диаграммы бетона; характера сцепления арматуры с бетоном и, следовательно, изменения жесткости, отпорности, собственных частот колебаний, а также условий силового контакта конструкций с упругоподатливой средой [3].

Таким образом, силовое сопротивление железобетона совокупно зависит не только от силовых и геометрических характеристик компонент — бетона и арматуры, но и от временных особенностей их существования — предыстории и истории. Построение методов расчета силового сопротивления железобетонных конструкций осуществимо после предварительной оценки значимости и степени взаимонезависимости отдельных факторов; после формулирования, обоснования и систематизации исходных гипотез — качественных соотношений, инвариантов. Одни из них общеизвестны и, как правило, используются как сами собой разумеющееся.

К ним, в частности, относятся посылки:

- о малости относительных деформаций;
- о сложности деформаций и сопротивлений;
- о плоских сечениях (или прямых нормалях);
- об индентификации гравитационных и инерционных нагрузок.

Другие менее известны и часто применяются без обозначения, например:

- о взаимонезависимости и сложении частных (разноименных) деформаций;

об аффиноподобии, используемом при вычислении деформаций при многофакторном влиянии; о принципе суперпозиции при линейной ползучести и режимном нагружении.

Третьи формулируются и привлекаются при углубленном изучении теории железобетона или решении ее новых задач. Среди этих исходных посылок можно отметить:

гипотезу Фрама–Каминского о “равнодоступности” разнофакторных процессов становления и среднего повреждения материалов во времени, включающей возможность их асинхронного развития (эта гипотеза, по сути, обеспечивает обозначенную выше взаимонезависимость частных эффектов и деформаций);

постулат Гульберта–Вааге, утверждающий, что при постоянных силовых и средовых воздействиях существует пропорциональность скорости изменения механических и физико-химических характеристик материалов их текущему дефициту по отношению к предельным значениям этих характеристик, к которым текущие их значения асимптотически приближаются;

правило Б.Персоца о применимости принципа суперпозиции для нелинейной ползучести при обеспеченной взаимонезависимости частных деформаций;

признак С.Е.Фрайфельда о связи между мерой ползучести, соответствующей единичному начальному напряжению при любом режиме нагружения, и мерой простой ползучести, замеряемой при неизменных режимах нагружения для начальных единичных напряжений. Если при этом мера ползучести принимается равной мере простой ползучести, то это приводит к так называемой теории наследственности (по Больцману). А в случае, когда устанавливается, что мера ползучести равна приращению меры простой ползучести, получается так называемая теория старения (по Уитнею).

Заметим, что для бетона предпочтительней оказалось так называемая теория наследственного старения, названная теорией упругоползучести тела (по Г.Н.Масло-

ву — Н.Х.Арутюняну), представляющая собою скорректированную с помощью множителя старения наследственную теорию. При этом меры простой подзучести, подбираемые эмпирически и составляющие ядра соответствующих реологических уравнений механического состояния бетона, удобно оценивать с помощью критериев С.В.Александровского [1].

Кроме того, среди рабочих посылок, оказавшихся плодотворными при решении режимных задач теории железобетона, целесообразно привести инвариант М.Рейнера о независимости от истории нагружения величины потенциальной энергии деформирования материала к моменту разрушения, позволяющий аналитически прогнозировать длительную режимную прочность (и выносливость) бетона и режимные особенности нисходящей ветви его диаграммы  $\sigma-\varepsilon$ , и инвариант Н.Н.Давиденкова о независимости площади петли гистерезиса на этой диаграмме от

частоты колебаний при стационарном динамическом нагружении реальных твердых тел, приводящий к решению задач виброползучести [2].

С целью изучения проблемы постановки задач теории железобетона и выработки соответствующих рекомендаций в 1980 г. по инициативе А.А.Гвоздева при НИИЖБ была создана постоянная комиссия во главе с Н.Х.Арутюняном. Рабочая группа этой комиссии, в состав которой вошли С.В.Бондаренко, П.И.Васильев, А.Б.Голышев, Ю.В.Зайцев, В.Г.Назаренко, И.Е.Прокопович, Р.Л.Серых, Е.Н.Щербаков, А.В.Яшин, а также автор настоящей статьи и другие ученые, подготовила и опубликовала утвержденные НИИЖБом "Рекомендации" [4].

Эти Рекомендации показали безальтернативность нелинейной неравновесной постановки задач теории железобетона и ввели в практику научных исследований и прикладных расчетов опорные реологические уравнения механичес-

кого состояния материалов, составляющие базу моделей силового сопротивления железобетона.

Разумеется, что дальнейшее развитие теории железобетона неосуществимо без обоснованного введения как уточнений, так и упрощений. Однако и подменять примитивами концептуальные основы теории, вытекающие из фундаментальных законов механики твердого деформируемого тела и термодинамики, недопустимо.

#### Библиографический список

1. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия с учетом ползучести. — М.: Стройиздат, 1973.
2. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Изд. ХГУ, Харьков, 1968.
3. Бондаренко В.М., Боровских А.В. Износ, повреждение и безопасность железобетонных сооружений. — М.: МИКХиС, 2000.
4. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1980.

---

## ВОПРОСЫ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ

---

Т.А.ЗАТВОРНИЦКАЯ, канд.техн. наук, А.С.МАГИТОН, инж. (НИИЭС)

### Материалы серии ЭМАКО для ремонта бетонных и железобетонных конструкций

При ремонте цементобетонных покрытий и сооружений особая роль принадлежит изготовлению и использованию сухих смесей, номенклатура которых состоит более чем из ста различных видов, в зависимости от области применения. Российский рынок готовых продуктов и технологий, как и нормативная база ремонтных смесей и материалов, значительно отстает от ремонтных потребностей. Многие предлагаемые импортные материалы нуждаются в экспериментальном обосновании, связанном в том числе и с несовпадением российских и зарубежных методик и нор-

мативных оценок их физико-механических свойств.

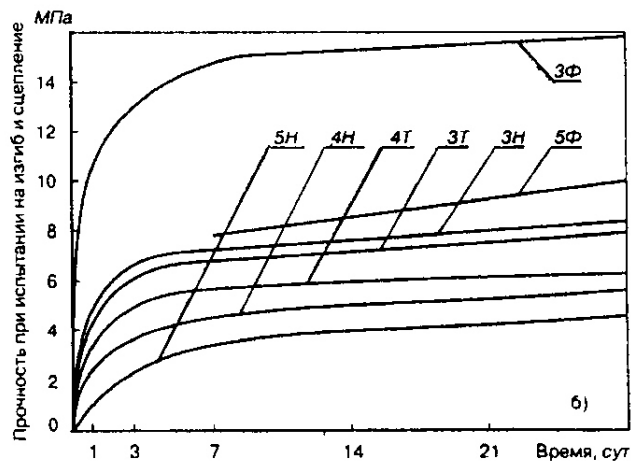
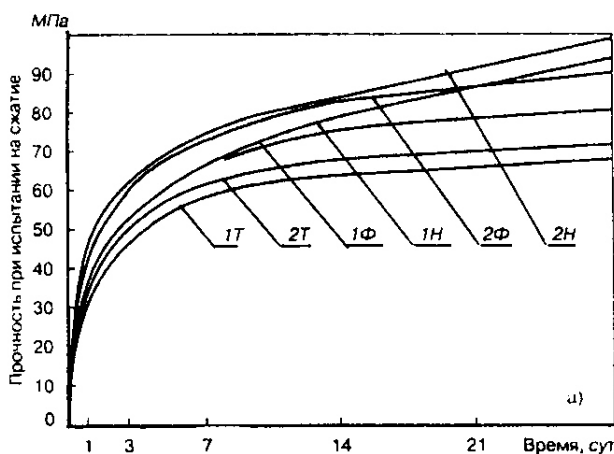
Сухие строительные смеси серии ЭМАКО, выпускаемые ЗАО "Ирмаст-Холдинг" по лицензии итальянской фирмы "МАС", зарекомендовали себя в российской практике ремонта любых цементобетонных конструкций и сооружений гражданского и промышленного назначения как надежный, эффективный и экономичный материал.

Эти смеси характеризуются высокой начальной структурной прочностью, препятствующей оплыванию на вертикальной и потолочной поверхностях (тиксотропи-

ей); безусадочностью, или расширением; высокой ранней прочностью при сжатии и растяжении; адгезией к старому бетону и др. Такие свойства обусловлены наличием в составе этих смесей полимерной или металлической фибры, а также специального высокоактивного напрягающего цемента с комплексной добавкой.

По своему составу подобные смеси относятся к категории дисперсно-армированных цементных бетонов с характерными для них показателями растяжимости, трещиностойкости и др.

При этом разработчикам сме-



**Прочностные показатели бетона ремонтных смесей серии ЭМАКО**

а — при испытании на сжатие; б — при испытании на изгиб и сцепление, где Т — тиксотропный тип; Н — наливной тип; Ф — дисперсно-армированный тип;

1 — испытание кубов размером 7х7х7 см; 2 — испытание половинок призм размером 4х4х16 см; 3 — испытание призм 4х4х16 см; 4 — испытание призм из старого бетона и бетона серии ЭМАКО 4х4х16 см; 5 — испытание на раскалывание цилиндров (D=H=15 см)

сей ЭМАКО удалось решить задачу обеспечения равномерности распределения фибры путем использования специальных технологических приемов, а также придать смесям низкую водопотребность за счет использования эффективного суперпластификатора.

К настоящему времени основные технические испытания прошли составы: ЭМАКО S88 (тиксотропный тип), ЭМАКО S88 (наливной тип), ЭМАКО SFR (содержащий оцинкованную стальную фибру) и напрягающий цемент МАКФЛОУ. Испытания проводились по стандартам и методам РФ.

**Сухая смесь ЭМАКО S88 (тиксотропный тип)** представляет собой смесь цемента с пластифицирующими и микрокремнеземистыми добавками, песка средней крупности и полимерной фибры. Она предназначена для ремонта вертикальных стен и внутренних поверхностей сводов и потолочных элементов перекрытий. Основным свойством этой смеси является ее тиксотропия, т.е. способность менять свои реологические свойства под влиянием механического воздействия и восстанавливать их после прекращения этого воздействия.

Затворенная водой сухая смесь ЭМАКО S88 в первые же минуты после перемешивания в состоянии покоя набирает некоторую начальную прочность, струк-

турную вязкость, а затем может разжижаться при повторном механическом воздействии.

При испытании исходная пластичность по эталонному конусу составила 5–7 (марка по удобоукладываемости  $P_{к2}$ ); через 15–30 мин в спокойном состоянии наступила полная потеря подвижности, которая восстановилась до  $P_{к2}$  при штыковании, постукивании мастерком или перемешивании.

Затворенная водой смесь характеризуется связностью, однородностью, седиментационной устойчивостью; коэффициент водоотделения  $K_{вод} = 0$ .

**Технические характеристики затвердевшего раствора ЭМАКО S88 (тиксотропный тип)**

Средняя плотность, кг/м <sup>3</sup> .....	2300
Водопоглощение, % .....	3,6
Прочность в возрасте 1 сут, МПа	
при сжатии .....	32–35
при изгибе .....	4–5

Испытания на изгиб при сцеплении со старым бетоном проводились на образцах-призмах (4х4х16 см), одна половинка которых представляла старый бетон, а другая — материал ЭМАКО, и показали величину прочности шва при изгибе, близкую к прочности на изгиб самого раствора ЭМАКО (см. рисунок).

**Смесь ЭМАКО S88 (наливной тип)** предназначена для заливки

без вибрирования густоармированных или труднодоступных конструкций.

Литьевая смесь, армированная мягкой полимерной фиброй, характеризуется осадкой нормального конуса ОНК 25–27 см, диаметром расплыва 60–70 см, глубиной погружения конуса 9–11 см, что соответствует марке по удобоукладываемости  $P_{к4}$ , а также продолжительностью сохранения литой консистенции более 1 ч без расслоения и водоотделения.

Несмотря на большую подвижность, затвердевший раствор имеет высокую прочность при сжатии в возрасте 1 сут — до 40 МПа. Коэффициенты роста прочности в возрасте 1, 3, 7 сут по отношению к прочности в 28-суточном возрасте составляют 40, 50, 70% соответственно (см. рисунок). При необходимости получения прочности 40–50 МПа уже через 10–12 ч рекомендуется затворять смесь водой, подогретой до 30–50°C.

Прочность при растяжении, определяемая раскалыванием бетонных цилиндров в возрасте 28 сут, достигает 4 МПа, при изгибе призмы — 8 МПа (см. рисунок). Прочность сцепления со старым бетоном при испытании призм (полученных заливкой половинок, со швом в центре) на изгиб составила 3 и 5 МПа в возрасте 1 и 28 сут.

Водопоглощение затвердевшего бетона не превышает 4%; мар-

ка по водонепроницаемости W8; марка по морозостойкости не менее F300.

**Дисперсно-армированная смесь ЭМАКО SFR** содержит, помимо полимерной, оцинкованную стальную фибру. Последняя представляет собой гальванизированные стальные U-образные обрезки проволоки длиной до 2 см, склеенные растворимым клеем в пачки по 15–20 штук, которые распускаются в водно-щелочной среде и равномерно распределяются при перемешивании бетонной смеси. Количество металлической фибры составляет не менее 10% от массы сухой смеси. Следует отметить, что при приготовлении литой смеси ЭМАКО SFR металлическая фибра располагается горизонтально, что весьма способствует получению высоких характеристик при растяжении.

Результаты проведенных испытаний свидетельствуют о высокой начальной и конечной прочности материала (см. рисунок). Особо следует отметить повышение в 2 раза, по сравнению с неармированным раствором, прочности при изгибе и растяжении при раскалывании. Затвердевший раствор серии ЭМАКО SFR за счет фибры имеет несколько повышенную среднюю плотность (2500 кг/м<sup>3</sup>), высокую водонепроницаемость (W10) при водопоглощении 2,9%. Эффективность фиброраствора

ЭМАКО SFR подтверждается сохранением затвердевшим раствором упруго-пластических свойств после трещинообразования, что характерно для армированного бетона.

Основу смесей серии ЭМАКО составляет **специальный цемент МАКФЛОУ** (Италия). Он представляет собой быстротвердеющий, пластифицированный, расширяющийся продукт, получаемый на основе портландцементного клинкера и комплекса расширяющих и пластифицирующих добавок.

Стандартные испытания цемента подтвердили заявленные в технических условиях свойства.

**Технические характеристики цемента МАКФЛОУ**

Водопотребность, %	18,75
Удельная поверхность, м <sup>2</sup> /кг	480
Содержание микрокремнезема, %, не более	9
Расплав стандартного раствора, мм	157
Марка цемента	M500
Прочность при сжатии, МПа, в возрасте 3 сут, не менее	30
в возрасте 28 сут	53,4
Прочность при изгибе, МПа	5,8
Активность цемента по экспресс-методу, МПа	52,8

Материал имеет значительное объемное расширение при свободном твердении в условиях пароизоляции.

Для исследования физико-механических свойств бетонной смеси и бетона, приготовленного на

рядовых отечественных заполнителях (песке подмосковном средней крупности и гравии фракции 5–20 мм из аллювиальных отложений р.Днестр), были проведены опытные затвердения литевой смеси с расходом цемента МАКФЛОУ 408 кг/м<sup>3</sup> и В/Ц 0,43. Бетонная смесь характеризовалась хорошей связностью и нерасслаиваемостью, сохранением литой консистенции не менее 1 ч. Прочность при сжатии в возрасте 1; 7; 28 сут составила соответственно 19; 43; 63 МПа, при растяжении — 2,2; 4,2 и 5,6 МПа. Марка по водонепроницаемости в возрасте 28 сут W10, водопоглощение — 3,3%. Таким образом, данный цемент пригоден для получения высокопрочного безусадочного бетона. При больших объемах бетонирования для сокращения расходов на приобретение импортных смесей предполагается проведение исследований по введению в состав местных заполнителей, не ухудшающих основных свойств бетона.

**Поставки материалов серии ЭМАКО осуществляет фирма "Юнирбау".**

Адрес: Россия, 103340, Москва, а/я 38, аэропорт Шереметьево, Северный проезд, 7. Телефон (095) 578-26-81, факс (095) 737-60-50, E-mail: unirbau@orc.ru. "Ирмаст-Холдинг", тел. (095) 482-16-06, 156-18-00.

*Вниманию специалистов!*

**Вышла из печати книга:**

**Стойкость железобетонных конструкций при пожаре.** — Москва, Стройиздат, 1998 г. — 304 с. Автор — д.т.н., проф. А.Ф.Милованов.

Рассмотрено поведение железобетонных конструкций при пожаре и после него.

Приведены сведения о влиянии высокой температуры огневого воздействия на физико-механические свойства бетона и арматуры.

Изложены особенности расчета предела огнестойкости и остаточной прочности после пожара железобетонных конструкций и даны рекомендации по техническому обследованию железобетонных конструкций после пожара.

*Предварительные заявки принимаются по адресу:*

*Россия, 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д.6 или по факсу 174-77-24.*

*Контактные телефоны 174-79-98, 174-78-92, 174-76-65.*

*Ориентировочная стоимость книги 60 руб.*

В.П.ЧИРКОВ, д-р техн. наук, проф., почетный член РААСН (МИИТ)

### Прогнозирование трещиностойкости предварительно напряженных железобетонных балок с учетом фактора времени

Образование и развитие трещин от нормальных напряжений может оказать существенное влияние на долговечность железобетонной несущей конструкции, привести её к преждевременному выходу из строя и значительному материальному ущербу. Образование трещин ухудшает эксплуатационные качества конструкции, а время их возникновения может быть ориентиром для проведения технической диагностики выполнения ремонтных работ по улучшению технического состояния эксплуатируемой конструкции. Формирование напряженного состояния железобетонной конструкции под воздействием нагрузок и окружающей среды происходит с течением времени и с учётом созданных ещё при изготовлении предварительных напряжений в арматуре и бетоне. В связи с этим учёт фактора времени даёт возможность более объективно подойти к оценке запасов трещиностойкости конструкции в эксплуатации.

Методика прогнозирования трещиностойкости базируется на использовании апробированной практикой проектирования и подтверждённой экспериментами физической модели трещинообразования, заложенной в нормативных документах, но с учётом фактора времени при протекании потерь предварительных напряжений в арматуре вследствие усадки и ползучести бетона и воздействия нагрузок. В первоначальный момент времени после изготовления железобетонной конструкции потери предварительных напряжений ещё не все успели проявиться, и поэтому изгибающий момент при котором образуются трещины от нормальных напряжений, в начале эксплуатации будет иметь

максимальное значение. С течением времени вследствие деформаций ползучести и усадки бетона, вызывающих укорочение железобетонного элемента, предварительные напряжения в арматуре снижаются, что приводит к уменьшению способности конструкции сопротивляться образованию трещин по мере увеличения продолжительности эксплуатации. В общем случае в бетоне растянутой зоны могут возникать дополнительные напряжения (например, от температурных перепадов), а сама нагрузка на конструкцию с течением времени может возрастать. Случайная природа факторов, определяющих трещиностойкость конструкций от нормальных напряжений, стала основой для построения вероятностной модели [3], согласно которой время образования трещин носит случайный характер и описывается стохастическими закономерностями. К основным случайным факторам, от которых зависит образование вертикальных трещин в железобетонной конструкции, относятся предварительные напряжения в арматуре, внешние нагрузки, прочность бетона на растяжение, деформации ползучести и усадки бетона, модуль упругости арматуры.

Вероятность того, что за время  $t$  трещины не возникают, должна быть не менее заданного значения  $P_H$  записывается так

$$P[Z(t) > M(t)] \geq P_H, \quad (1)$$

где  $Z(t)$  и  $M(t)$  – момент образования трещин и изгибающих моментов от нагрузок в момент времени  $t$ .

Статистические распределения  $Z(t)$  и  $M(t)$  могут описываться либо симметричными, либо несимметричными кривыми. Случайные переменные, определяющие запасы трещиностойкости, во многих случаях описываются нормальными законами распределения. В этом случае надёжность работы конструкции оценивается характеристикой безопасности [1]. Условие (1) с использованием характеристики безопасности имеет вид

$$\frac{\bar{Z}(t) - \bar{M}(t)}{\sqrt{[V_Z \bar{Z}(t)]^2 + [V_M \bar{M}(t)]^2}} \geq \gamma_H, \quad (2)$$

где  $\gamma_H$  – заданное (нормативное) значение характеристики безопасности: оно зависит от беспеченности  $P_H$ ; при  $P_H=0,9$  значение  $\gamma_H=1,28$ ;

$\bar{Z}(t), \bar{M}(t)$  – математические ожидания момента образования трещин и изгибающего момента от нагрузок в момент времени  $t$ ;

$V_Z, V_M$  – коэффициенты вариации момента образования трещин и изгибающего момента от нагрузок.

При возрастании нагрузок с течением времени по линейному закону математическое ожидание  $\bar{M}(t)$  равно

$$\bar{M}(t) = \bar{M}(1 + \alpha_M t), \quad (3)$$

где  $\bar{M}$  – математическое ожидание момента от нагрузок в начале эксплуатации ( $t=0$ ).

Коэффициент  $\alpha_M$  характеризует годовую интенсивность возрастания нагрузки в долях от  $\bar{M}$ . Математическое ожидание момента образования трещин с учётом рекомендаций [2] равно

$$\bar{Z}(t) = \bar{\sigma}_{sp} \bar{W}_{sp} - \bar{\sigma}_n \bar{W}_{sp} \left(1 - 0,8e^{-\gamma_1(t+t_H-t_0)}\right) - \bar{\sigma}_{yc} \bar{W}_{sp} \left(1 - e^{-\alpha_{yc}(t+t_H-t_w)}\right) + \bar{R}_{bt} W_{pe} \quad (4)$$

где  $\bar{\sigma}_{sp}, \bar{\sigma}_n, \bar{\sigma}_{yc}, \bar{R}_{bt}$  – математические ожидания предварительных напряжений в арматуре, потерь

предварительных напряжений вследствие ползучести и усадки, прочности бетона на растяжение;

$t_H$  – время начала эксплуатации;

$t_0, t_w$  – возраст бетона в момент приложения усилия обжатия и срок окончания термовлажностной обработки бетона;

$\gamma_1, \alpha_{yc}$  – параметры, характеризующие скорость протекания потерь с течением времени деформаций ползучести и усадки бетона;

$W_{pe}, W_{sp}$  – упругопластический момент сопротивления растянутой зоны бетона и момент сопротивления арматуры относительно условной ядерной точки,  $W_{sp} = A_{sp}(e_0 + r)$ .

Коэффициент вариации момента образования трещин как алгебраической суммы случайных величин равен

$$V_Z = \sqrt{\alpha_{\sigma_{sp}}^2 V_{\sigma_{sp}}^2 + \alpha_{\sigma_n}^2 V_{\sigma_n}^2 + \alpha_{\sigma_{yc}}^2 V_{\sigma_{yc}}^2 + \alpha_{R_{bt}}^2 V_{R_{bt}}^2}, \quad (5)$$

где  $V_{\sigma_{sp}}, V_{\sigma_n}, V_{\sigma_{yc}}, V_{R_{bt}}$  – коэффициенты вариаций соответственно предварительных напряжений в арматуре, потерь предварительных напряжений от ползучести и усадки, прочности бетона на растяжение.

$$\alpha_{\sigma_{sp}} = \frac{\bar{\sigma}_{sp} W_{sp}}{\bar{Z}}; \alpha_{\sigma_n} = \frac{\bar{\sigma}_n W_{sp}}{\bar{Z}}; \alpha_{\sigma_{yc}} = \frac{\bar{\sigma}_{yc} W_{sp}}{\bar{Z}}; \alpha_{R_{bt}} = \frac{\bar{R}_{bt} W_{pe}}{\bar{Z}} \quad (6)$$

$$\bar{Z} = \bar{\sigma}_{sp} W_{sp} - \bar{\sigma}_n W_{sp} - \bar{\sigma}_{yc} W_{sp} + \bar{R}_{bt} W_{pe}, \quad (7)$$

$$V_{\sigma_n} = \sqrt{V_{\sigma_{sp}}^2 + V_c^2 + V_{E_s}^2} \quad V_{\sigma_{yc}} = \sqrt{V_{\sigma_{yc}}^2 + V_{E_s}^2}, \quad (8)$$

где  $V_c, V_{E_s}, V_{\sigma_{yc}}$  – коэффициенты вариации предельного значения меры ползучести бетона, модуля упругости арматуры и относительных деформаций усадки.

Подставляя значения  $\bar{M}(t), \bar{Z}(t), V_Z$  согласно (3), (4), (5) в неравенство (2) и заменяя  $t$  на  $T$ , получим уравнение для определения

продолжительности эксплуатации конструкции без трещин  $T$  с обеспеченностью  $R_H$

$$\frac{1 + \alpha_M T}{1 - \alpha_z(T) T} = \beta \frac{\bar{Z}}{M}, \quad (9)$$

где:

$$\alpha_z(T) = - \frac{\bar{\sigma}_n 0,8 e^{-\gamma_1(T+t_n-t_0)} + \bar{\sigma}_{yc} e^{-\alpha_x(T+t_n-t_w)}}{T} \times \frac{\bar{W}_{sp}}{\bar{Z}}, \quad (10)$$

$$\beta = \frac{1 - \sqrt{1 - (1 - \gamma_H^2 V_Z^2) (1 - \gamma_H^2 V_M^2)}}{1 - \gamma_H^2 V_M^2}, \quad (11)$$

Для определения  $T$  трансцендентное уравнение (9) решается численными методами.

Решение задачи по определению продолжительности эксплуатации железобетонных конструкций без трещин с обеспеченностью  $R_H$  можно получить в замкнутом виде, используя линеаризацию функции потерь предварительных напряжений в арматуре вследствие ползучести и усадки бетона. С этой целью исходная кривая функций потерь предварительных напряжений в арматуре 1'-2'-3'-4' (рис.1) в промежутке времени от начала эксплуатации  $t_n$  до окончания протекания потерь  $t_k$  разбивается на участки. Для практических расчётов достаточно промежутки времени  $t_n - t_k$  разбить на 3-4 участка. К исходной кривой функции времени в пределах каждого участка проводятся касательные, которые, пересекаясь друг с другом на границах смежных участков, образуют семейство касательных 1-2-3-4-5 (рис.1), огибающих исходную функцию времени потерь предварительных напряжений в арматуре.

В пределах каждого участка исходная функция времени потерь предварительных напряжений заменяется линейной функцией, изменение которой определяется тангенсом угла наклона касательной к оси времени. Время появления трещин с заданной вероятностью с использованием функции времени потерь

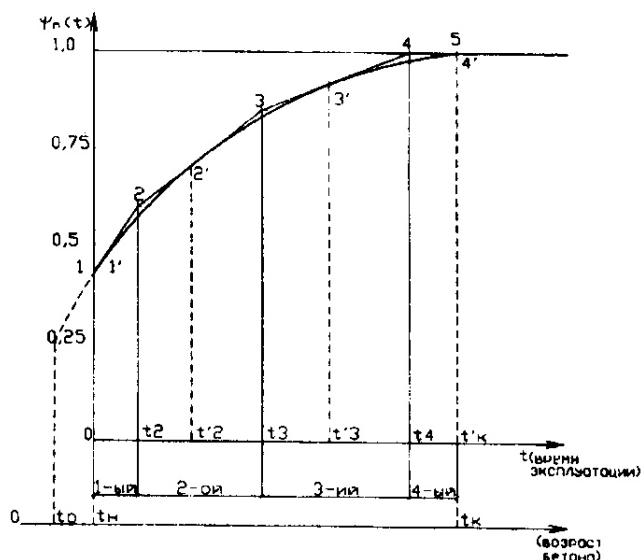


Рис. 1. Функция времени потерь предварительных напряжений в арматуре 1'-2'-3'-4' — исходная кривая; 1-2-3-4-5 — в виде семейства огибающих касательных

предварительных напряжений в виде семейства огибающих касательных определяются так

$$T = \frac{\beta_i \frac{\bar{Z}_i}{M} - 1}{\alpha_m + \beta_i \frac{\bar{Z}_i}{M} \alpha_{z_i}}, \quad t_i \leq T \leq t_{i+1}, \quad (12)$$

где  $t_i, t_{i+1}$  — границы начала и конца времени участков, на которые разбивается функция времени потерь предварительных напряжений в арматуре.

$\bar{Z}_i$  — математическое ожидание момента образования трещин на  $i$ -ом временном участке;

$\alpha_{z_i}$  — показатель, характеризующий скорость снижения момента образования трещин на  $i$ -ом временном участке;

$\beta_i$  — относительный уровень нагружения по отношению к моменту образования трещин на  $i$ -ом участке определяется по формуле (11) при  $V_Z = V_{Z_i}$ ;

$V_{Z_i}$  — коэффициент вариации момента образования трещин на  $i$ -ом участке.

Решение в виде (12) позволяет выполнять расчёты по прогнозированию образования трещин на  $i$ -ом временном участке.

Как и любой вероятностный расчёт, определение продолжительности эксплуатации без трещин с обеспеченностью  $P_H$  предполагает, что к моменту времени  $T$  без трещин будет находиться в эксплуатации не весь ансамбль изготовленных конструкций. Так, при  $\gamma_H = 1,28$  обеспеченность  $P_H = 0,9$  предполагает, что в 90% эксплуатируемых конструкций трещины могут не возникнуть, в то время как остальные 10% конструкций окажутся не способными сопротивляться образованию трещин. При иных значениях  $\gamma < \gamma_H$ , вероятность образования трещин увеличивается. Определив величину  $\beta$  (или  $\beta_i$ ) согласно (11) при  $\gamma < \gamma_H$ , можно найти время эксплуатации, при которой вероятность образования трещин будет соответствовать принятому значению  $\gamma$ . В частности, обеспеченности  $P = 0,5$  соответствует  $\gamma = 0$ ,  $\beta = 1$ , и тогда время эксплуатации  $T_{0,5}$ , при котором вероятность образования трещин  $Q = 1 - P = 0,5$  равно

$$T_{0,5} = \frac{\bar{Z}_k - 1}{\alpha_M}, \quad (13)$$

$$T_{0,5} > t_k - t_H,$$

где  $\bar{Z}_k$  — математическое ожидание момента образования трещин после протекания всех потерь предварительных напряжений в арматуре.

Расчёт согласно (13) предполагает, что к моменту времени  $T_{0,5}$  половина ансамбля эксплуатируемых конструкций может иметь трещины от нормальных напряжений.

Разработанная методика вероятностного расчёта была применена для оценки надёжности железобетонных конструкций по трещиностойкости.

Кривые изменения характеристики безопасности  $\gamma(t)$  с течением времени воздействия эксплуатационной нагрузкой (рис.2) построены по исходным данным приведенным в таблице.

На рис. 2 кривые 1, 1а, 1б, 2, 3 построены при  $\alpha_M = 0$ , кривые 1', 1а', 1б', 2', 3' при  $\alpha_M = 0$ . Коэффициент вариации нагрузки  $V_M = 0,1$ ,  $t'_k = 2,75$  года.

Номера кривых на рис.2	Категория требований по трещиностойкости	Коэффициент вариации $V_{\sigma_{sp}}$	Уровень нагружения $\beta_{ok} = \frac{\bar{M}}{\bar{Z}_k}$
1, 1'	Первая	0,1	0,7855
1а, 1а'	Первая	0,1	0,8456
1б, 1б'	Первая	0,05	0,8456
2, 2'	Вторая	0,1	0,9236
3, 3'	Третья	0,1	1,1047

С увеличением продолжительности эксплуатации снижается характеристика безопасности и повышается вероятность образования трещин. Наиболее интенсивно нарастание вероятности образования трещин происходит в первый период эксплуатации. Когда происходит уменьшение предварительного обжатия бетона в связи с протеканием потерь предварительных напряжений в арматуре от ползучести и усадки бетона, кривые распределения потока отказов по трещиностойкости несимметричны и имеют положительную асимметрию.

Сравнительный анализ вероятностей образования трещин железобетонных конструкций с различными категориями требований по трещиностойкости показывает рис.3, что наиболее низкая вероятность образования трещин у конструкций первой категории требований по трещиностойкости, наиболее высокая — у

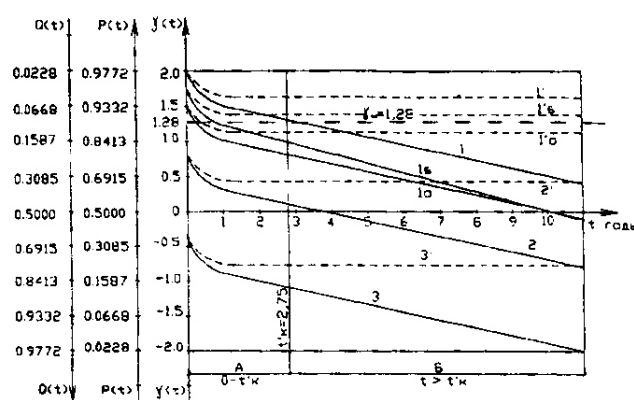


Рис. 2. Зависимость характеристики отказов  $Y(t)$  от времени воздействия эксплуатационной нагрузкой  $Q(t)$  — вероятность образования трещин;  $P(t) = 1 - Q(t)$  — вероятность работы конструкции без трещин



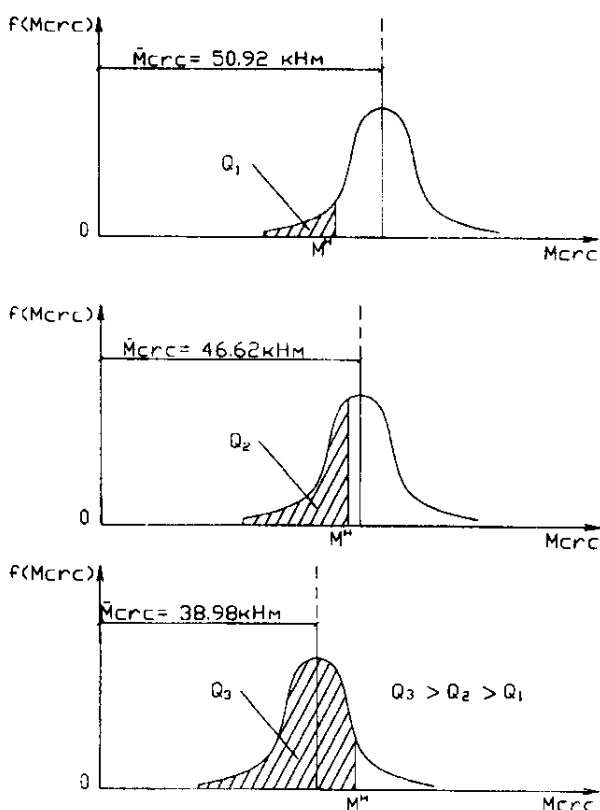


Рис. 3. Вероятность образования трещин в конструкциях первой (а), второй (б), третьей (в) категорий требований по трещиностойкости

$f(M_{crс})$  — плотность распределения момента образования трещин;  $M^{crс}$  — изгибающий момент от нагрузок;  $Q_1, Q_2, Q_3$  — вероятности образования трещин

конструкций третьей категории трещиностойкости.

При неизменных во времени нагрузках вероятность образования трещин в конструкциях первой категории трещиностойкости может составлять 0,0026-0,0113.

Научные результаты, изложенные в данной статье, получены при поддержке внебюджетного фонда НИОКР МПС РФ.

**Вывод.** Разработана методика прогнозирования трещиностойкости предварительно напряженных элементов от воздействия изгибающих моментов. Методика расчета позволяет определять продолжительность эксплуатации изгибаемой конструкции без трещин с принятой обеспеченностью и вероятность образования трещин в любой момент времени.

#### Библиографический список

1. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. — М. Стройиздат, 1978, — 239 с.
2. Рекомендации по учету усадки и ползучести бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. НИИЖБ Госстроя СССР. — М. Стройиздат, 1988, 120 с.
3. Чирков В.П. Прогнозирование трещиностойкости железобетонных конструкций по нормальным сечениям. Сборник научных трудов СибГАПСа, Новосибирск, 1995, с. 12-21.

## XIII Международный конгресс по товарному бетону

Бетон является материалом номер один современного строительства, его производство в мире превышает ежегодно 2 млрд. м<sup>3</sup>, из них 700 млн. м<sup>3</sup> — это товарный бетон, т.е. бетонная смесь, изготавливаемая на высокоавтоматизированных заводах и доставляемая на стройплощадки специальным транспортом — автобетоновозами.

Бетон сохранит свою лидирующую роль и в XXI веке благодаря своим высоким строительным качествам, повсеместной доступности, экологической безопасности, низкой энергоемкости по сравнению с другими материалами.

12-16 июня 2001 г. в Берлине состоится XIII конгресс по товарному бетону, организуемый Европейской ассоциацией по товарному бетону — ЕРМКО\*.

Президенты крупнейших компаний, бизнесмены, ученые, специалисты в области технологии бетона соберутся, чтобы обсудить актуальные вопросы производства и применения монолитного бетона в современном строительстве.

Среди этих вопросов: бетоны для сооружений, эксплуатирующихся при экстремальных воздействиях; самоуплотняющиеся бетоны; новые виды добавок и заполнителей; обеспечение долговечности бетона; стандартизация требований к бетонам и бетонным смесям; сертифи-

кация на соответствие требованиям евростандартов; транспорт бетона; новые виды оборудования для приготовления, подачи и уплотнения бетона; ситуация на рынке бетона и другие вопросы. Параллельно с конгрессом будет работать обширная выставка приборов и автоматизированных систем и оборудования для бетонных работ и контроля качества бетона.

Берлин — один из интереснейших городов Европы с древней историей. В связи с предстоящим перенесением столицы Германии из Бонна в Берлин город интенсивно перестраивается. В дни работы конгресса будут организованы экскурсии по Берлину и окрестностям.

Предыдущий XII конгресс по товарному бетону в Лиссабоне собрал более 1000 делегатов из 42 стран.

**Адрес Оргкомитета:**  
TRUST in Communication GmBN  
Hanauer Landstr. 139  
D-60314 Frankfurt am Main  
Germany

Fax 49-69-405-78-199  
E-mail: ermco 2001@ trust.de  
Internet: www.ermco 2001.org

**В Москве справки можно получить по тел:**  
327-49-34, 174-76-77.

\* Подробно об ЕРМКО см. в "Строительной газете" от 12 мая 2000 г.

Д.А.КОРШУНОВ, канд. техн. наук (НИИСК, Киев)

## Стандартизация свариваемости арматуры

Известно, что отечественная строительная практика при возведении железобетонных конструкций предусматривает широкое использование сваривания не только при изготовлении арматурных изделий, но и (в отличие от западной) для соединения арматурных стержней и закладных деталей. Уточним с самого начала, что свариваемость мы понимаем здесь как характеристику способности арматурной стали создавать сварное соединение, свойства которого близки к свойствам основного металла арматурного стержня или проволоки. Требования к свариваемости арматуры (главным образом стержневой) установлены несколькими документами нормативного характера.

Вначале напомним, как этот вопрос решен потребителями арматуры в строительных нормативных документах.

Прежде всего следует назвать общестроительные нормы проектирования железобетона — СНиП 2.03.01. Здесь установлена номенклатура арматуры, которую:

а — следует использовать преимущественно с применением сварных соединений: классы А-III, Ат-IIIС, Ат-IVС, Вр-I, А-I, А-II и Ас-II;

б — можно сваривать только при оговоренных марках стали и типах соединений;

в — сваривать не допускается: классов А-IV (из стали марки 80С), Ат-IV, Ат-IVК (из стали марки 25С2Р), Ат-V (не из стали марки 20ГС), Ат-VК, Ат-VI, Ат-VIK, Ат-VII, а также высокопрочную проволоку и канаты.

В случае преимущественного и возможного применения сварных соединений их наличие при расчете конструкции, как правило, не учитывают — за исключением соединений поперечной арматуры

(коэффициент  $\gamma_{s2}=0,9$ ) и расчета на выносливость (коэффициент  $\gamma_{s4}=1...0,15$ ).

Следующим привлекает внимание ГОСТ 14098, где регламентирован сортамент сварных соединений стержневой арматуры видов "А" и "Ат", а также проволочной классов Вр-I и Вр 600. Он включает:

тип и обозначение соединения арматурных стержней как между собой — крестовое "К" (включая проволоку) и стыковое "С", так с листовым и фигурным прокатом — с напуском "Н" и тавровое "Т";

способ сваривания (контактное "К" и ручное "Р") и его технологические особенности;

конструкцию и основные размеры соединения;

структуру его условного обозначения на чертеже. Отметим, кстати, ее информационную избыточность, так как каждому отдельному типу соединения соответствует вполне определенные технологические характеристики.

Здесь же для конкретных класса стержневой арматуры, марки стали, диаметра стержней, а также типа соединения и температуры его осуществления или эксплу-

атации определено (правда, только в справочном порядке) трехбалльное ранжирование эксплуатационных качеств сварных соединений (табл. 1) и отмечены условия, при которых их устройство целесообразно или недопустимо.

Сопоставление описания характеристик вскрывает не только разграничение этих двух видов арматуры одного назначения, но и практически пятиуровневую градацию ее свариваемости:

**уровень V** (балл 5А). Его описание можно понять как сравнение результатов испытания отобранной от одного стержня пары образцов — цельного и сварного. При этом гарантировано, что разрушение сварного образца происходит вне зоны сварки либо по ней, но без ухудшения механических свойств (добавим, и пробу на изгиб) по сравнению с цельным образцом-близнецом;

**уровень IV** (баллы 4А и 5Ат). Он соответствует предыдущему за исключением гарантии. Правда, для арматуры вида "А" не оговорено пластичное разрушение, но ведь оно является неотъемлемым элементом стандартизованного комплекса механических свойств;

Таблица 1

Балл	Характеристика качества соединения для арматуры	
	Горячекатаной (А)	Термомеханически упрочненной (Ат)
5	Гарантируется равнопрочность исходному металлу и пластическое разрушение	Удовлетворяет требованиям ГОСТ 10884, предъявляемым к стали в исходном состоянии, характеризуется пластичным разрушением
4	Удовлетворяет требованиям ГОСТ 5781, предъявляемым к стали в исходном состоянии	Временное сопротивление разрыву сварного соединения может быть ниже нормируемого по ГОСТ 10884 до 5%
3	Удовлетворяет требованиям ГОСТ 10922 к сварным соединениям	То же, до 10%

Таблица 2

Характеристики временного сопротивления $\sigma_b$	Значения для арматуры класса, МПа(%)						
	A-I	A-II	A-III [Ат-IIIС]	A-IV [Ат-IVС,К]	A-V	A-VI	
<b>Арматура</b>	<i>Справочно</i>						
Для генеральной совокупности — браковочное значение $\sigma_{бр}$	373	490	590[550]	883[800]	1030	1230	
Для отдельной партии: * $S_0$ не более * среднее $\sigma_{ср} = 0,9\sigma_{бр} + 3S_0$	15 381	20 501	20[50] 591[645]	39[50] 912[870]	49 1074	49 1254	
<b>Сварное соединение (при R до)</b>	<i>Для анализа</i>						
C, не менее	39 78 118	314 334 373	432 461 491	530 559 589	785 814 844	942 961 981	1060 1100 1128
Отношение $C/\sigma_{ср}$ , %	39 78 118	83 88 98	86 92 98	89[82] 94[87] 100[91]	86[90] 89[93] 92[97]	88 90 91	85 88 90
Для одного образца: * минимальное значение $\sigma_{св} = C - t^*R$ (при R=118) * отношение $\sigma_{св}/\sigma_{бр}$ , %	233 62	351 72	449[474] 76[86]	729 82[91]	866 84	1013 82	

Примечание. Значение  $t^*$  принято равным: 2/1,69 для классов A-I...A-III и 1,64/1,69 в остальных случаях.

уровни III (балл 4Ат) и II (балл 3Ат). Они касаются уже только одного элемента такого комплекса — временного сопротивления разрыву, причем допускают снижение стандартизованного требования к нему на 5 и 10% соответственно.

Подчеркнем, что стандартизованные требования к прочностным характеристикам  $\sigma_{T(0,2)}$  или  $\sigma_b$  арматуры установлены названными в табл. 1 стандартами на статистической основе с учетом их обеспеченности на уровне 95%, а для арматуры классов до A-III включительно — даже 98%. Их контролируют, как правило, с использованием обобщения результатов испытаний образцов генеральной совокупности (не менее 50 предыдущих партий) — в таком случае каждую последующую партию включают в эту совокупность и оценивают по результатам испытания двух образцов. В случае необходимости дополнительной проверки потребитель может оценить и отдельную партию арматуры по среднему значению результатов испытания шести ее образцов. При

этом порядок контроля качества сварных соединений не рассматривается;

**уровень I (балл 3А).** Его основой служат совсем иные требования, которые нуждаются в дополнительном анализе.

Конкретные требования к механическим свойствам сварных соединений арматуры и их контролю установлены ГОСТ 10922. Они предусматривают контроль отдельной партии по результатам испытания на растяжение отобранных от нее трех образцов сварного соединения определенного типа (без сравнения с реальными свойствами арматуры в этой партии) и с оценкой ее по трем показателям:

1 — размах R опытных значений предела прочности (очевидно, речь идет о временном сопротивлении разрыву), который должен не превышать 118 МПа (12 кгс/мм<sup>2</sup>). Отметим, что это обозначение давно зарезервировано нормами проектирования для сопротивления силовому воздействию материалов и грунтов. Кроме того,

технические требования к арматуре оперируют понятием среднеквадратического отклонения — при названном объеме выборки  $S = R_3/1,69$ ;

2 — минимальное среднее значение C этого предела в зависимости от опытного значения размаха (в табл. 2 приведен анализ требований к прочности сварного соединения). Это обозначение тоже нельзя признать удачным — оно уже давно использовано в ГОСТ 8829 как коэффициент запаса прочности железобетонного изделия;

3 — уменьшение исходного диаметра стержня в месте разрыва, которое должно быть не менее 20%. Заметим, что в большинстве случаев такие измерения затруднены.

Сопоставление описанных приемочных условий свидетельствует о том, что даже наибольшее (при R=118) значение C не отвечает условиям табл. 1 для баллов 5А, 4А и 5Ат. Наименьшее же допускаемое (при R=39) значение C во всех случаях составляет менее  $0,9\sigma_{ср}$  — вот что означает указанный выше балл 3А для горячекатаной стали. Дополнительно отметим, что при этом минимальное значение временного сопротивления сварного соединения в партии  $\sigma_{св}$  оказывается заметно меньше стандартизованного для арматуры браковочного значения  $\sigma_{бр}$ .

Теперь нужно обратиться к правилам, выработанным для себя изготовителями арматуры. Правда, они согласованы потребителями (интересы последних традиционно представляет Госстрой по рекомендации НИИЖБа).

Оба стандарта технических условий для стержневой арматуры постулируют, что "свариваемость арматурной стали обеспечивается химическим составом и технологией изготовления". Здесь, однако, не уточнено, чего именно: только выплавки стали или также получения из нее арматуры. В развитие этого ГОСТ 5781 содержит требования к маркам и химическому составу стали (вместе с тем, правда, допускает и изготовление арматуры класса A-IV (A600) из стали 80С с оговоркой о недопустимости ее сваривания). Ссылки же

Таблица 3

Класс арматуры	A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI
Отношение $\sigma_{св}/R_s$	1,05	1,25	1,25[1,3]	1,45	1,25	
Запас по ГОСТ 8829	1,25		1,3	1,35		1,4

на ГОСТ 10922 и ГОСТ 14098 здесь отсутствуют. В ГОСТ 10884 сведения о марках и химическом составе стали приведены лишь как рекомендуемые. Но наряду с этим имеется ссылка на ГОСТ 14098. Однако допускается выпускать арматуру только с минимальным уровнем качества — по баллу 3Ат. Дополнительно в обоих этих стандартах ограничено значение так называемого углеродного эквивалента (он учитывает содержание в стали магния и кремния) — сходный показатель используется и в зарубежной практике.

Отсутствие конкретных требований к свариваемости позволило разработчикам стандартов обойтись без включения ее в состав приемочного контроля. Раздел же "Гарантии изготовителя" (см. балл 5А) в этих стандартах вообще отсутствует.

Проведенные сопоставления приводят к выводу о явном несоответствии между собой содержания названных нормативных документов в части свариваемости арматуры. Но одновременно нужно признать, что такое игнорирование норм проектирования не привело на практике к привлекающим внимание отказам железобетонных конструкций. Спрашивается, почему же? По мнению автора данной статьи, нас выручают три обстоятельства:

во-первых, минимальные значения  $\sigma_{св}$  все же несколько превышают расчетное сопротивление арматуры  $R_s$ , хотя в большинстве случаев и не обеспечивают требуемый по ГОСТ 8829 запас прочности железобетонного изделия при разрушении его от текучести арматуры (табл. 3);

во-вторых, сказывается осторожность квалифицированного проектировщика, который обычно назначает количество арматуры с некоторым запасом;

наконец, в-третьих, дополнительный запас надежности обеспечивает наличие в большинстве случаев нескольких совместно работающих стержней, а также малая вероятность попадания сварного соединения в место максимального напряжения арматуры. Да и грамотный производственник представляет себе, где не следует стыковать растянутый стержень.

Таким образом, уже не первый год продолжается массовый эксперимент по ревизии нормированного уровня требований к надежности железобетона. Вроде бы его результаты свидетельствуют о наличии некоторых дополнительных запасов. Однако, прежде всего из-за стихийности этого эксперимента, кто сможет назвать ту грань, за которой начнутся массовые аварии? Тем более — сейчас, когда в проектирование и производство приходит много не очень опытных людей, да и арматура попадает к потребителю преимущественно та, которая осталась у металлургов в отходах от экспорта, причем осуществленного еще и через многих часто безответственных посредников.

Это мотивирует предложение четко разделить подлежащую сварке арматуру по эксплуатационному качеству наиболее распространенных стыковых соединений типов С1 и С21 на два сорта: "супер" — свариваемая. Она должна соответствовать уровню V (балл 5А по ГОСТ 14098); и рядовой — ограниченно свариваемая (в том числе для больших диаметров). Она должна обеспечивать гарантию определенной части временного сопротивления, может быть, даже (с учетом реальных условий выпуска арматуры) несколько менее  $0,9\sigma_{св}$ . Впрочем, возможен и иной вариант: признать, что теперь строители будут полу-

чать арматуру только с ограниченной свариваемостью. Вероятно, сегодня он даже наиболее реален.

Но такое решение должно быть принято. И при любом его варианте представляется необходимым:

1 — ввести в стандарты технических условий для стержневой арматуры требования **обоснованной гарантии изготовителя** в части уровня ее свариваемости — по результатам систематического (каждой партии) контроля сварных (типа С1) образцов наряду с цельными. И ничего страшного не произойдет, если от партии в десятки тонн вместо двух будут испытаны четыре образца;

2 — привести в соответствие с таким (любым согласованным Госстроем от имени потребителя) уровнем свариваемости строительные нормативы. Одновременно следует учесть в нормах проектирования рекомендованное НИИЖБом "серповидное" рифление поверхности арматуры.

#### Нормативные ссылки

ГОСТ 5781-82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 8829-94. Изделия строительные бетонные и железобетонные сборные. Методы испытаний на нагружение. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.

ГОСТ 10884-94. Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 10922-90. Арматурные и закладные изделия сварные, соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия.

ГОСТ 14098-91. Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры.

СНИП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.

Контактный телефон в Киеве: (044) 271-3726.

## **ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!**

### **9–14 сентября 2001 г. в г.Москве состоится Всероссийская конференция по проблемам бетона и железобетона**

Цель форума — содействие ученым, специалистам и бизнесменам мировой строительной индустрии в развитии отрасли, обмен научно-технической и коммерческой информацией

#### **ОРГАНИЗАТОРЫ КОНФЕРЕНЦИИ:**

РНТО строителей, Госстрой России, Ассоциация "Железобетон"

#### **ПРИ УЧАСТИИ:**

Комплекса архитектуры, строительства, реконструкции и развития г.Москвы; Министерства строительства Московской области; РОИС; ГП "Мосстройсертификация"; НИИЖБ; РИА; МГСУ; ВНИИЖелезобетон и др.

В рамках конференции будут проведены практические семинары, тематическая выставка и конкурс на лучшую разработку последних лет в области бетона и железобетона. Победителям будут вручены дипломы

#### **ТЕМАТИКА КОНФЕРЕНЦИИ:**

- Развитие работ В.В. Михайлова по предсамонапряженному железобетону
- Железобетон в строительстве зданий
- Железобетон в мостостроении
- Товарный бетон в строительстве
- Бетон и железобетон: система евростандартов
- Перспективы развития сборного железобетона
- Железобетон в архитектуре
- Железобетон в подземном строительстве
- Железобетон в сейсмостойком строительстве
- Железобетонные пространственные конструкции
- Спецжелезобетон (трубы, сваи, шпалы, опоры ЛЭП и т.п.)
- Бетоны повышенной прочности и долговечности
- Применение легких и ячеистых бетонов
- Новые вяжущие для бетона
- Металлическая и неметаллическая арматура: тенденции и перспективы
- Новое поколение химических добавок-модификаторов
- Совершенствование расчета бетонных и железобетонных конструкций на различные виды воздействий, в том числе с учетом долговечности во времени
- Научно-техническое сопровождение строительства объектов из железобетона
- Применение железобетона как фактор устойчивости развития строительства
- Экология бетона и вторичное использование ресурсов
- Восстановление и реконструкция зданий и сооружений из железобетона
- Нормативная база отрасли
- Сертификация продукции на предприятиях стройиндустрии

#### **СЕМИНАРЫ:**

- Системы управления качеством продукции на предприятиях стройиндустрии на основе стандартов серии ISO 9000
- Применение химических добавок-модификаторов для повышения качества бетона и бетонных смесей
- Проектирование составов бетона с учетом условий среды эксплуатации
- Контроль качества бетонных работ на стройплощадке
- Совершенствование технологии натяжения арматуры
- Энергосбережение на предприятиях сборного железобетона
- Всесезонное ведение монолитного строительства

РЕГИСТРАЦИОННАЯ ФОРМА\*

Ф.И.О. \_\_\_\_\_  
Должность, уч.степень \_\_\_\_\_  
Организация \_\_\_\_\_  
Адрес \_\_\_\_\_  
Телефон \_\_\_\_\_  
Факс \_\_\_\_\_  
E-mail \_\_\_\_\_

Сопровождающие лица \_\_\_\_\_

Я собираюсь участвовать в работе конференции. Прошу прислать дальнейшую информацию.

Я собираюсь участвовать в работе выставки. Прошу прислать дальнейшую информацию.

Я собираюсь представить доклад на тему: \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

*Дополнительную информацию о конференции, выставке и конкурсе Вы можете получить в рабочей группе оргкомитета: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д.6, НИИЖБ, Ассоциация "Железобетон", АНО "НИИЖБ-ФОРУМ"*

**Тел./факс: (095) 174-7511, 174-7514**

**E-mail: niizhbforum@comail.ru**

Дата

Подпись

\* рекомендуется снять ксерокопию

### УСЛОВИЯ УЧАСТИЯ В КОНФЕРЕНЦИИ

Регистрационный взнос (участник с докладом — 400 USD\*) включает:

- Участие во всех мероприятиях конференции
- Секционный доклад
- Техническую экскурсию
- Получение трудов конференции
- Посещение выставки
- Ежедневный обед и кофе-брейк
- Фуршет
- Заключительный банкет

Регистрационный взнос (участник без доклада — 450 USD) включает:

- Участие во всех мероприятиях конференции
- Техническую экскурсию
- Получение трудов конференции

- Посещение выставки
- Ежедневный обед и кофе-брейк
- Фуршет
- Заключительный банкет

Регистрационный взнос (за 1 день — 150 USD) включает:

- Участие во всех мероприятиях конференции
- Секционный доклад
- Получение трудов конференции
- Посещение выставки
- Обед
- Кофе-брейк

Регистрационный взнос (участие в семинаре — 45 USD) включает:

- Участие в одном семинаре
- Посещение выставки

Регистрационный взнос (участие в трех семинарах — 130 USD) включает:

- Участие во всех семинарах
- Получение квалификационного сертификата
- Посещение выставки

Регистрационный взнос (публикация доклада без участия — 50 USD):

- Заочная публикация доклада в материалах конференции

Регистрационный взнос (материалы конференции по почте — 60 USD):

- Получение материалов конференции по почте

Сопровождающие лица (110 USD):

- Участие в церемонии открытия
- Посещение Дома моды
- Заключительный банкет
- Фуршет

\* Участникам конференции следует запросить в Оргкомитете (см. регистрационную форму) счет на оплату регистрационного взноса, оплата производится в рублях по курсу ЦБ РФ на день оплаты.

## ГЕНЕРАЛЬНЫЕ И ПЛЕНАРНЫЕ ДОКЛАДЫ КОНФЕРЕНЦИИ

**АЙЗЕНБЕРГ Я.М.**, Российский национальный комитет по сейсмостойкому строительству, ЦНИИСК  
**Железобетон в сейсмостойком строительстве**

**БАЖЕНОВ Ю.М.**, МГСУ; **ФАЛИКМАН В.Р.**, НИИЖБ  
**Новый век — новые эффективные бетоны и технологии**

**БИАЦИОЛИ Ф.**, Европейская ассоциация по товарному бетону — ERMCO, Италия  
**Товарный бетон в строительстве**

**БАРИНОВА Л.С.**, **БОРТНИКОВ Е.В.**, Госстрой России  
**Индустрия сборного железобетона — проблемы и решения**

**БАТРАКОВ В.Г.**, НИИЖБ  
**Модификаторы бетона — новые возможности технического прогресса**

**БРЕМНЕР Т.**, Университет Нью-Браунсвик, Канада  
**Экология бетона и вторичное использование ресурсов**

**ВАЙСБУРД А.М.**, Международная ассоциация по ремонту железобетона — ICRA, США  
Новое в технологии ремонта железобетона

**ВАМБЕРСКИ А.**, Международная федерация по сборному железобетону — ВІВМ, Нидерланды  
Сборный железобетон в мировой практике строительства

**ЗАБЕГАЕВ А.В.**, МГСУ  
Профессиональная подготовка и аттестация специалистов по бетону и железобетону

**ЗАЙДЛЕР Г.**, Австралия  
Железобетон в строительстве зданий

**ЗВЕЗДОВ А.И.**, Ассоциация "Железобетон"  
Работы В.В.Михайлова — крупнейший вклад в науку о бетоне и преднапряженном железобетоне в XX веке

**КРИШМАН Б.И.**, Институт транспортного строительства — ЦНИИС  
Железобетон в мостостроении

**МАДАТЯН С.А.**, НИИЖБ  
Арматура — тенденции и перспективы

**МАЙЕР Г.**, Комитет европейского союза по стандартизации — СЕН, Германия  
Система евростандартов на бетон, железобетон и составляющие материалы

**ОУЧИ М.**, Технологический университет, Япония  
Самоуплотняющийся бетон

**САРЬЯ А.**, Международный союз по испытанию материалов — RILEM, Финляндия  
Применение железобетона как основа устойчивого развития строительства

**ТИШЕНКО В.В.**, Госстрой России  
Состояние и перспективы развития норм и стандартов в области бетона и железобетона

**ШАО ХУА ЦАЙ**, Китайская академия научных исследований в строительстве, КНР  
Трубобетонные конструкции — новый этап развития

**ШУБИН В.И., ЮДОВИЧ Б.Э.**, НИИцемент  
Перспективы развития цемента для строительного комплекса

**ШУГАЕВ В.В.**, Международная ассоциация по пространственным конструкциям — IASS  
Железобетонные пространственные конструкции

---

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков, В.В.Гранев,  
В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Б.И.Кормилицин, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов,  
И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаятин,  
А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Подписано в печать 22.03.2001. Формат 60x88<sup>1</sup>/<sub>8</sub>. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1.  
Усл.печ.л. 4,0 Уч.-изд.л. 5,2. Заказ № 348

Адрес редакции:  
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж  
Почтовый адрес редакции (экспедиция): ГСП, Москва, ул.Рождественка, д.11, корп.2,  
МАРХИ, издательство "Ладья", для редакции журнала "Бетон и железобетон"  
Т е л. 292-6205

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9  
109033, Москва, Волочаевская ул., д. 40