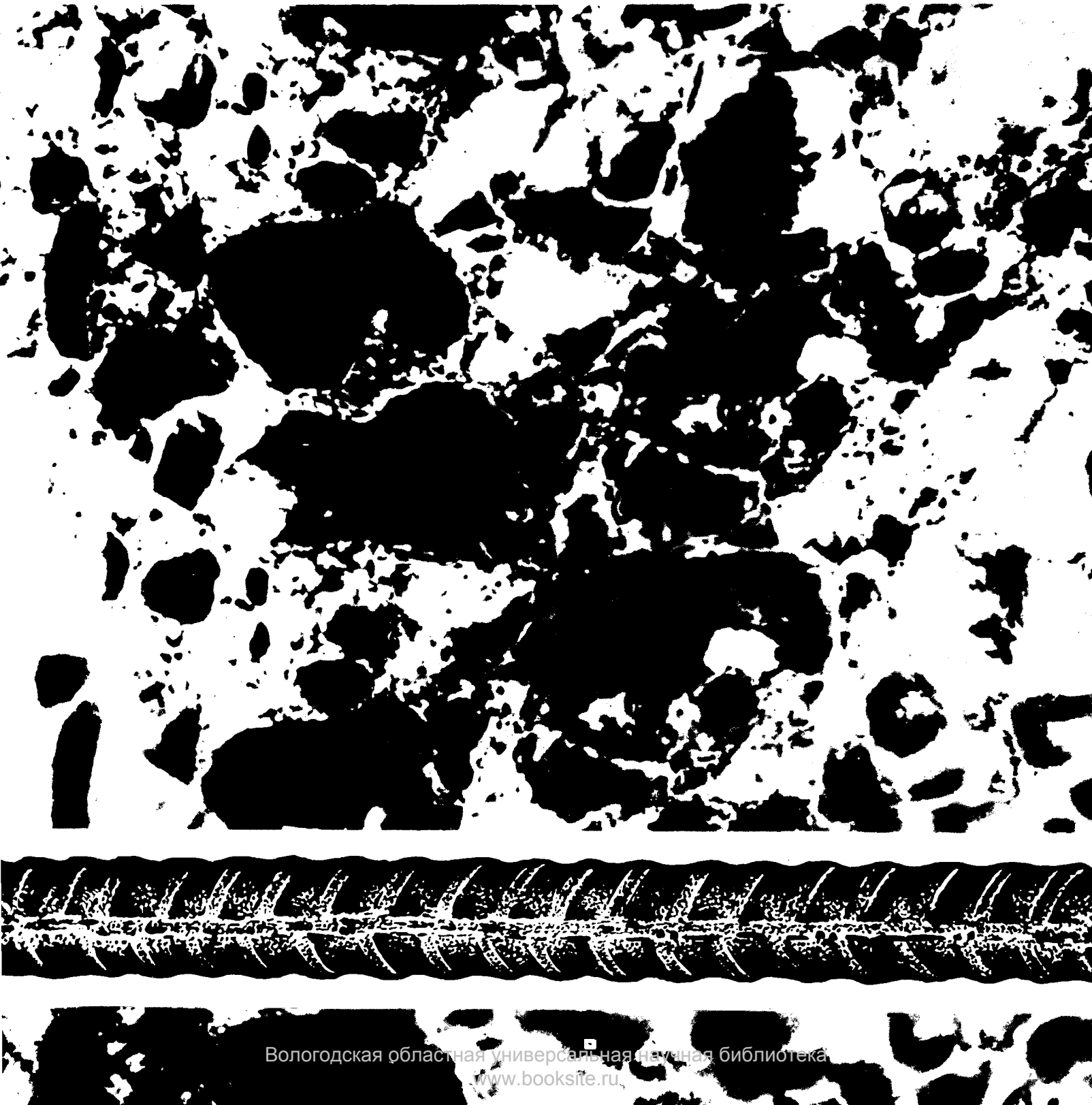
ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

8
1989



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ДОРОГИЕ ТОВАРИЩИ!

Поздравляем Вас с Днем строителя, желаем успехов на пути ускорения и перестройки, в выполнении грандиозных задач, стоящих перед капитальным строительством!

ВНИМАНИЮ ПРЕДПРИЯТИЙ И ОРГАНИЗАЦИЙ!

В связи с переходом НИЧ Ташкентского политехнического института на полный хозрасчет и самофинансирование получение нормативных документов, разработанных кафедрой «Строительные материалы» ТашПИ, возможно при компенсации части денежных средств, затраченных на проведение научно-исследовательских работ, результатом которых явилась разработка данных нормативных документов.

Гарантийные письма на приобретение нормативных документов следует направлять по адресу: 700011 Ташкент, ул. Навои, д. 13, ТашПИ, ОНТИ, проф. Касимову И. К.

Нормативные документы ТашПИ

№	Наименование	Ориентировочная цена, р.
1	Технические условия ТУУзССР № 32-01-88. Плиты теплоизоляционные из шлакощелочного арболита	250
2	Технические условия ТУ32-02-88. Тяжелый бетон с комплексной добавкой СДБ+ССС	150
3	Рекомендации по применению комплексной добавки ТашПИ-10 для растворов и бетонов	250
4	Технические условия ТУУзССР ТУ-32-03-88. Бетон с добавкой ТашПИ-10	150
5	Технические условия ТУ 10.15 УзССР-02-88. Полимерный композиционный материал для химической защиты и ремонта железобетонных колонн	200
6	Технические условия ТУ 10.15. УзССР 1207-02-88. Керамзитополимербетонные монолитные полы для животноводческих помещений	150
7	Технические условия ТУ 10.15 УзССР 1207-01-88 Керамзитополимербетонные плиты для полов животноводческих помещений	150

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ЕЖЕМЕСЯЧНЫЙ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ
И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ
ЖУРНАЛ

Пролетарии всех стран, соединяйтесь!

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

8 (413)

Издается с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

Август 1989

СОДЕРЖАНИЕ

Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!

Концепция развития жилищного строительства на основе научно-технического прогресса 2

Конструкции

Ашкинадзе Г. Н., Стронгин Н. С., Бадалян С. Р., Баулин Д. К., Симон Ю. А., Сурманидзе Е. М. Сейсмостойкий дом с комплексным применением легких бетонов 5
Семченков А. С., Клевцов В. А., Кутовой А. Ф. Экономичные ненапрягаемые ригели связевого каркаса 8

Бетоны

Иванов Ф. М., Хаустова Л. Г., Матвеева О. И. Бетоны для свайных фундаментов в районах вечной мерзлоты 11
Крылов Б. А., Соскин Г. М., Карпов А. Н., Погорелов Б. А., Чернятин А. И., Дедюхов А. А. Прочность фибробетона, армированного различными волокнами . 13
Бруссер М. И., Мокрушин А. Н., Раскопин С. В. Об ускоренной оценке активности цемента и прочности бетона 14

В помощь проектировщику

Кириллов А. П., Мирсаяпов И. Т. Совершенствование методики расчета на выносливость по нормальному сечению 16
Ильин О. Ф., Гуща Ю. П., Цай В. Г. Общий случай расчета деформаций в рамках методики СНиП 2.03.01—84 17

Вопросы экономики и организации производства

Мирошников В. И. Система разработки технологических карт 19

Долговечность

Степанова В. Ф., Курбатова И. И., Абрамкина В. Г., Харитонова Л. П. Определение и влияние гидравлической активности заполнителя на коррозию арматуры 21
Щербаков Е. Н., Мамажанов Р. Прогнозирование ресурса конструкций, работающих при режимных нагружениях 22

Использование промышленных отходов

Батраков В. Г., Каприелов С. С., Шейнфельд А. В. Эффективность применения ультрадисперсных отходов ферросплавного производства 24
Маилян Р. Л., Рубен Г. К. Конструкционные свойства элементов из золошлакобетонов 26

В порядке обсуждения

Файнер М. Ш. Методологические проблемы бетоноведения 28

Информация

Савелов И. Г. К 80-летию Фрица Леонгардта 30

МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

ВОЛОГОДСКАЯ ОБЛАСТНАЯ
им. И. В.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

КОНЦЕПЦИЯ РАЗВИТИЯ ЖИЛИЩНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА НА ОСНОВЕ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОГО ПРОГРЕССА

Решение жилищной проблемы является одним из важнейших направлений реального воплощения в жизнь стратегического курса партии на ускорение социально-экономического развития страны, мощным фактором социального переустройства нашего общества.

На достижение поставленных целей направлено выполнение принятых за последнее время ЦК КПСС и правительством постановлений.

Развернутая работа по повышению эффективности управления строительным комплексом страны, переводу предприятий и организаций на новые условия и формы хозяйствования позволила министерствам и ведомствам, союзным республикам добиться за последнее время определенной динамики в строительстве жилья и других объектов социальной сферы.

Вместе с тем углубление происходящих социальных и демографических процессов, неравномерность в обеспеченности жильем и темпах его строительства по отдельным регионам страны, предоставленные населению возможности приобретения в личное пользование государственной жилой площади, существенное возрастание у трудящихся денежных доходов и, как следствие, резкий рост масштабов индивидуального жилищного строительства при одновременном увеличении площади отдельных домов и другие факторы обусловливают необходимость значительного увеличения запланированных объемов жилищного строительства.

По прогнозам специалистов, для удовлетворения потребительского спроса в государственном и индивидуальном секторе к 2000 г. необходимо построить более 40 млн. квартир и отдельных жилых домов, или примерно 2,6 ... 2,8 млрд. м^2 общей жилой площади. Оптимальный размер жилищного строительства оценивается в 900 млн. ... 1 млрд. м^2.

Новые акценты в решении стоящих задач обостряют жилищную проблему, требуют направить всю деятельность Государственного строительного комитета СССР, министерств и ведомств СССР, госстроев и министерств строительства союзных республик на ускоренное развитие материально-технической базы строительства, промышленности строительных материалов, изделий и конструкций, повышение научно-технического уровня строительного производства.

Решение указанной задачи возможно лишь на путях рационального и обоснованного использования в массовом строительстве жилья и объектов социальной сферы различных видов конструктивных систем и материалов. Приоритет в их развитии должен определяться на основе конкурса различных научно-исследовательских и проектно-конструкторских направлений в области жилищного и социально-культурного строительства с учетом местных, региональных и национальных особенностей, наличия конкретных видов сырья, оборудования и материалов, возможностей их полного и эффективного использования.

Достижение миллиардного рубежа в строительстве жилья в значительной степени связано с совершенствованием крупнопанельного домостроения, эффективным использованием имеющихся здесь мощностей, их технологическим переоснащением на основе прогрессивных отечественных и зарубежных достижений. Реализация намеченных мер позволит к 1990 г. возводить в крупнопанельном исполнении 80 ... 85 млн. м^2 жилья.

Мировой опыт жилищного строительства наглядно свидетельствует о широком развитии монолитного домостроения, требующего, по сравнению с крупнопанельным, в 2 ... 3 раза меньше капитальных вложений в развитие материально-технической базы, имеющего лучшие технико-экономические и конструктивные характеристики, открывающего качественно иные возможности в градостроительстве и архитектурной выразительности жилых домов. Необходимы решительные, крупномасштабные меры по развитию этого прогрессивного вида домостроения, ежегодный объем которого к 1995 г. достигнет 30 млн. м^2, а к 2000 г.— 50 ... 60 млн. м^2 общей жилой площади.

При возведении жилых домов, особенно на селе, сохраняют свою актуальность кирпич, естественный и искусственный камни, керамзитобетонные и грунтобетонные блоки, другие мелкоштучные и местные материалы. Уже в ближайшей перспективе объем строительства с их использованием увеличится с 30 до 40 ... 50 млн. м^2.

В условиях возрастающего дефицита лесопродукции требуется сохранить имеющиеся масштабы деревянного домостроения (около 20 млн. м^2), совершенствуя конструктивные решения за счет применения элементов с легкими заполнителями, комбинированных конструкций, других прогрессивных решений.

Развитие указанных направлений, несмотря на рост их масштабов, не обеспечивает намеченного на тринадцатую пятилетку строительства 900 млн. м^2 жилья. Достичь поставленных рубежей в жилищном и социально-культурном строительстве только за счет экстенсивного наращивания мощностей ни в количественном, ни тем более в качественном отношениях невозможно. Нужны настоящие прорывы в ускорении научно-технического прогресса в данной области, создание на этой основе принципиально новых условий решения жилищной проблемы.

Одним из решающих направлений является значительное расширение производства прогрессивных изделий и конструкций из ячеистого бетона, осуществление массового строительства с комплектной поставкой деталей на основе этого эффективного материала. По существу, необходимо создать новое направление в индустрии жилищного строительства, построить заводы ячеистого бетона малых мощностей, отказаться от автоклавной обработки изделий, использовать продукты сгорания природного газа и др. Для

© Стройиздат, журнал «Бетон и железобетон», 1989

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

достижения оптимального масштаба жилищного строительства предстоит ежегодно возводить из ячеистого бетона 50...70 млн. м² жилья, что в 4 раза превышает темпы крупнопанельного домостроения, достигнутые за 30 лет его развития.

Намеченные объемы строительства жилья из изделий на основе ячеистого бетона требуют качественно новых технологий, оборудования, развития мощной материально-технической базы. Такие возможности имеются.

Государственный строительный комитет СССР нацеливает министерства и ведомства СССР, госстрои и министерства строительства союзных республик, трудовые коллективы предприятий стройиндустрии и промышленности строительных материалов на скорейшее внедрение в практику разработанных нашими учеными вяжущих нового поколения: вяжущих низкой водопотребности (ВНВ), тонкомолотых многокомпонентных цементов (ТМЦ). Их технико-экономические характеристики открывают качественно иные возможности в создании принципиально новой, существенно менее капиталоемкой (в 4 ... 5 раз) и менее трудоемкой (в 3 ... 5 раз) по сравнению с КПД технологии, разработке эффективных конструктивных строительных систем, возведении зданий и сооружений новых поколений при значительном повышении производительности и улучшении условий труда в строительстве.

Залогом успешного развития указанного направления является совместная работа представителей цементной промышленности, строительной индустрии, научно-исследовательских, проектных и конструкторско-технологических организаций. На цементных заводах, помольных установках строительных министерств уже в ближайшее время предстоит начать производство ВНВ и ТМЦ в промышленных масштабах. В 1990 г. объем применения высокоэффективных вяжущих составит около 1,5 млн. т, в 1991 г.— до 4 ... 5 млн. т, в 1995 г. — до 40 ... 50 млн. т.

Применение ВНВ и ТМЦ открывает новые технологические возможности в монолитном домостроении, в производстве тяжелых и легких сборных железобетонных конструкций. Их широкое использование обусловливает создание крупномасштабных производств по выпуску обезвоженных суперпластификаторов. Особое внимание следует уделить использованию в этих целях значительно более дешевых отходов целлюлозно-бумажного производства — технических лигносульфонатов и их модификаций.

Широкое освоение выпуска эффективных видов химических добавок (прежде всего на основе отходов химического и целлюлозно-бумажного производств) открывает качественно иные возможности в области химизации бетона, позволяет получать оптимальные составы смесей с заданными физико-химическими свойствами, регулировать сроки их твердения, получать изделия и конструкции с большим диапазоном прочностных и деформативных характеристик.

Существенные изменения в научно-технической политике жилищного строительства определяют соответствующие принципиальные изменения в политике градостроительной.

Активное развитие новых научно-технических направлений обусловливает курс на значительное увеличение доли малоэтажных зданий (до 4 ... 5 этажей в городах и 1 ... 2 этажей в сельской местности и малых городах) при высокоплотной застройке городов и сел, возрастающие масштабы индивидуального жилищного строительства на основе более гибкой структуры, соответствующей особенностям новых прогрессивных технологий, строительных конструкций и материалов. Реализация взятого курса обеспечивает высокие показатели ресурсосбережения.

Прогрессивным направлением в области архитектуры и градостроительства является строительство жилья и объектов социальной сферы на основе создания целостных архитектурно-технологических систем с завершенным производственным циклом и комплексностью жилой застройки.

Реализация указанного направления на основе единого комплекта проектно-технологической документации, при взаимной увязке параметров жилой застройки (плотность, этажность, принципы компоновки), объемно-планировочных и конструктивных решений зданий, технологии и организации их возведения, характеристик инженерного оборудования позволит совместить процессы проектирования, производства конструкций и деталей, строительства объектов.

Архитектурно-технологические системы должны получить широкое распространение как при развитии крупных городов, обеспечив здесь качественные сдвиги в архитектуре жилой застройки, так и в средних и малых городах, а также в сельских населенных пунктах, где вновь создаваемая строительная индустрия должна иметь малую капиталоемкость и быть ориентирована на ресурсосберегающие технологии, высокую технологичность и малую трудоемкость.

Жилищно-гражданское строительство должно опираться на выбор оптимальной структуры жилищного и социально-культурного строительства по составу квартир, типам жилых и общественных зданий, размерам индивидуального и кооперативного строительства и т. д., оптимальное размещение селитебной и промышленной зон, соответствующие природоохранные мероприятия.

Важнейшей задачей Госстроя СССР, Госкомархитектуры, Союза архитекторов СССР, Советов Министров союзных республик является разработка социального заказа на среду обитания людей, в которой органично найдут свое место жилые дома и другие объекты социальной сферы. Обязателен учет местных, региональных и национальных особенностей, результатов последней переписи населения и других факторов, влияющих на создание комфортных условий проживания, повышение уровня жизни населения и качества массового жилищного строительства.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

На этом пути важным этапом является ускорение разработки Госкомархитектурой, Минюстом СССР и Союзом архитекторов СССР с участием Советов Министров союзных республик, заинтересованных министерств и ведомств СССР и внесение в Совет Министров СССР предложений по совершенствованию действующего законодательства в области градостроительства.

Решение жилищной проблемы принципиально возможно только на путях внедрения в строительство научно-технических достижений. Этим целям отвечает разработанная Государственная научно-техническая программа «Стройпрогресс-2000». В ее основе создание нового поколения зданий и сооружений на основе применения принципиально новых материалов и технологий для ускоренного решения жилищной проблемы, повышение производительности труда в 3 раза, экономия металла на 30 %, цемента на 35 %, топлива на 40 %. Указанная программа является базовой основой всех программ, разрабатываемых в направлении повышения научно-технического уровня жилищного строительства.

Намеченные широкомасштабные планы по строительству жилья и других объектов социальной сферы, необходимость существенного наращивания научно-технического потенциала в строительстве требуют кардинальных изменений в оснащении строительных организаций высокопроизводительными машинами и оборудованием, качественного совершенствования структуры их выпуска. Необходимо перестроить сложившуюся хозяйственную структуру и экономические связи в управлении строительно-дорожным машиностроением.

Принципиально важным является создание механизма управления НТП как совокупности взаимообусловленных направлений экономической, научно-исследовательской, проектной, производственной и кадровой деятельности. При его разработке требуется заложить экономические принципы новых условий хозяйствования коллективов предприятий и организаций строительного комплекса, создающие надежные предпосылки для удовлетворения взаимных интересов производителей и потребителей прогрессивных научно-технических разработок, стимулирования внедрения в практику строительства передового отечественного и зарубежного опыта.

В основе нового механизма управления НТП — повышение эффективности проводимых научных исследований, активное внедрение их результатов в практику строительства, укрепление материально-технической базы проектных и научных организаций, оснащение их современными вычислительными комплексами и автоматизированными рабочими местами. Требует ускоренного развития опытно-экспериментальная база отраслевой науки.

Необходима существенная перестройка всей работы в области международных научно-технических связей с зарубежными странами с учетом принципиальных возможностей, открывающихся в связи с Законом СССР о государственном предприятии (объединении), новым механизмом внешнеэкономической деятельности, значительным расширением прав министерств, ведомств, объединений, предприятий и организаций в этой сфере. Созданы хорошие условия для самостоятельного выхода их на внешний рынок, заинтересованности в развитии международной кооперации и ускорения внедрения новейших достижений науки и техники.

Перестройка управления научно-техническим прогрессом в строительстве требует кардинальных изменений в его информационной базе, принципах организации, структуре и качественном содержании информационных потоков. Разработчики информации должны анализировать потребности в информации, проводить ее классификацию и систематизацию, формировать интегрированные банки данных с их критической оценкой и структурными изменениями. Необходимо ориентироваться на предоставление достоверных данных для комплексного анализа НТП в строительстве, давать развернутую картину происходящих здесь процессов и возникающих тенденций. Требуется качественно улучшить «электронное» обслуживание управления НТП в строительстве. Имеющиеся здесь возможности способствуют повышению уровня обоснованности, своевременности и эффективности принимаемых решений.

Программно-целевой принцип, положенный в основу НТП в строительстве, должен быть присущ и кадровому его обеспечению. Разрабатываемые научно-технические программы и мероприятия в своем составе обязательно должны предусматривать решение вопросов подготовки соответствующих научных и инженерных кадров, повышения их квалификации на основе сформированной Концепции непрерывного обучения кадров строительного комплекса. В ее основе — рациональное сочетание систематического самообразования, массовой производственно-экономической учебы, краткосрочного и периодического длительного обучения в соответствующих учебных заведениях.

Непрерывное обучение должно проводиться в органической взаимосвязи с экономическим, научно-техническим и социальным развитием трудовых коллективов. Учебные планы и рабочие программы обучения должны составляться и разрабатываться с учетом важнейших направлений научно-технического прогресса в строительстве, Государственной научно-технической программы «Стройпрогресс-2000».

В условиях объективно возрастающих масштабов и сложности задач по решению жилищной проблемы превращение ресурсосбережения в решающий источник удовлетворения потребностей строительства в топливе, энергии, сырье и материалах возможно лишь на путях ускорения научно-технического прогресса.

Проблема ресурсосбережения должна занять должное место в повседневной деятельности участников строительного комплекса, стать постоянной заботой советов трудовых коллективов, одной из форм их хозяйствования в новых условиях. Следует кардинально изменить отношение к ресурсосбережению как к важному социально-экономическому фактору, поднять заинтересованность в успехе проводимых мероприятий, выполнении установленных заданий.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 699.841 : 691.327.666.973

Г. Н. АШКИНАДЗЕ, Н. С. СТРОНГИН, кандидаты техн. наук (ЦНИИЭП жилища);
С. Р. БАДАЛЯН, архит. (Ереванский ДСК); Д. К. БАУЛИН, Ю. А. СИМОН,
Е. М. СУРМАНИДЗЕ, инженеры (ЦНИИЭП жилища)

Сейсмостойкий дом с комплексным применением легких бетонов

С 1979 г. в Ереване и других городах Армении ведется строительство 9-этажных односекционных жилых домов серии АІ—451 КП с комплексным применением легких бетонов на естественных пористых заполнителях и усовершенствованными типами конструкций. Анализ накопленного опыта строительства, расчеты и испытания основных узлов, выполненные ЦНИИЭП жилища, Ереванским ДСК и АрмНИИСА, показали, что конструкции этих домов имеют значительные резервы прочности. Это позволило повысить их этажность.

В 1987 г. в Ереване построен 64-квартирный экспериментальный сейсмостойкий 16-этажный крупнопанельный жилой дом (рис. 1), проект которого разработан архитектурно-конструкторским отделом Ереванского ДСК совместно с ЦНИИЭП жилища [1].

Впервые в сейсмическом районе страны построен 16-этажный дом с широким шагом несущих стен, что потребовало проведения большого комплекса исследований, в том числе и натурных вибрационных испытаний. Исследования подтвердили сделанные ранее выводы о высокой сейсмостойкости 9-этажных домов серии АІ—451 КП, поскольку конструктивные решения экспериментального 16-этажного и типовых 9-этажных домов максимально унифицированы и отличаются лишь изменением планировочных решений лестнично-лифтового узла и повышением прочности бетонов несущих стен в 16-этажном доме. Жесткость и устойчивость конструктивной схемы этих домов обеспечивается расположенными в двух направлениях несущими панелями наружных и внутренних стен и дисками перекрытий из плит, опирающихся по трем сторонам. Размер конструктивных ячеек 6×6 м (рис. 2); конструкция дома имеет в плане квадратную конфигурацию размером 20,4××20,4 м. По четырем сторонам предусмотрены массивные приставные лоджии

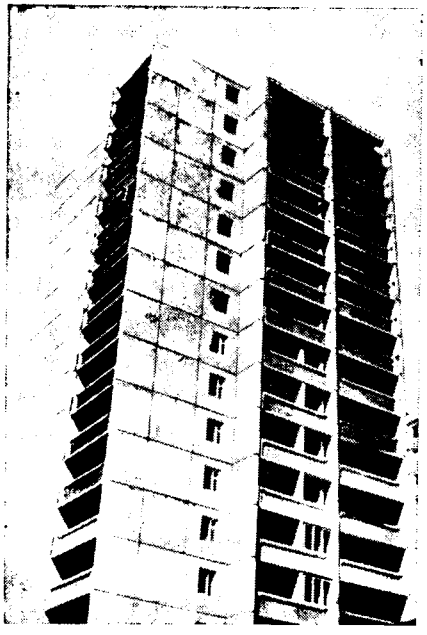


Рис. 1. Экспериментальный сейсмостойкий 16-этажный жилой дом (Ереван)

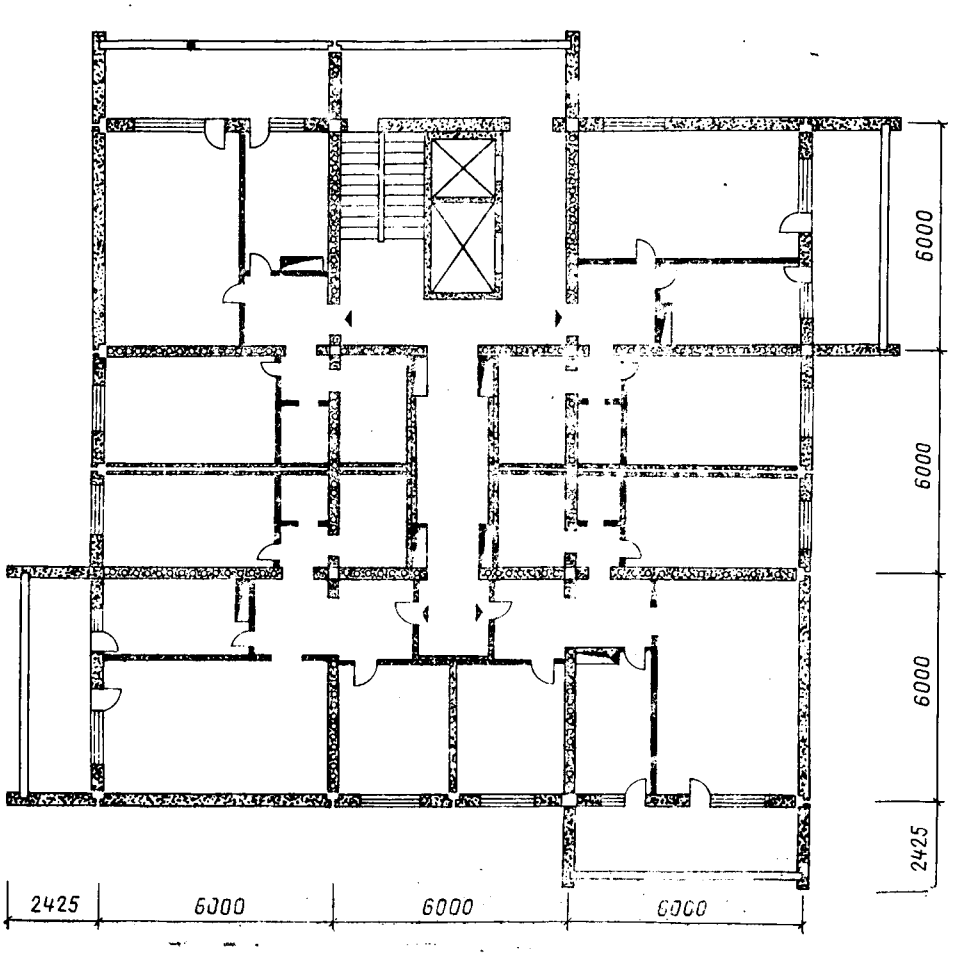


Рис. 2. План 16-этажного экспериментального дома

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

шириной 2,4 м и пролетом 6 м, которые, объединяясь с основной коробкой здания в единую пространственную систему, придают ему дополнительную устойчивость.

Планировочные решения 9- и 16-этажных домов соответствуют требованиям сейсмостойкого строительства по простоте и четкости схемы, по осевой симметрии и равномерной загрузке равнопрочных несущих стен. Расположение несущих стен с широким шагом позволяет улучшить архитектурно-планировочные решения квартир, а также обеспечить их вариабельность.

Во всех конструкциях предусмотрено применение легких бетонов на местных естественных пористых заполнителях вулканического происхождения — кармрашенского шлака и литоидной пемзы, более дешевых по сравнению с тяжелым заполнителем — базальтовым щебнем. Их использование позволяет снизить массу здания и соответственно действующие сейсмические нагрузки в конструкциях, а также расход стали, цемента и бетона. Расчеты показывают, что с увеличением сейсмичности и этажности зданий экономический эффект возрастает [2].

В 9-этажных домах серии АI—451 КП применяют усовершенствованные конструкции несущих панелей наружных *, внутренних стен и их стыковых соединений. Эти же конструкции использованы и в 16-этажном экспериментальном доме. Панели стен выполнены размером на конструктивную ячейку (6 м), плиты перекрытия — на половину конструктивной ячейки. Замоноличенные стыки со сварными арматурными связями между панелями стен и плитами перекрытий обеспечивают надежную жесткость дома в целом. Для восприятия сборными элементами здания сдвигающих (сейсмических) усилий в панелях наружных и внутренних стен на их верхних, нижних и боковых гранях, а также в плитах перекрытий на боковых гранях предусмотрены бетонные выступы и углубления, которые после замоноличивания бетоном стыковых полостей между сборными элементами работают как бетонные шпонки.

Для обеспечения проектных размеров замоноличиваемых полостей стыков на верхних гранях панелей внутренних и наружных стен предусмотрены бетонные фиксаторы, позволяющие вести «сухой» монтаж конструкций. Принятая конфигурация замоноличиваемых полостей обеспечивает надежность их заполнения бетоном и исключает образование воздушных пробок. Благодаря такой конструкции стыковых соединений элементы здания работают как единое целое (рис. 3).

Эти решения были проверены при испытаниях фрагментов конструкций, выполненных в натуральную величину, на совместное действие поперечных и продольных сил (двухосное напряженное состояние) и на сдвиг (без учета усилий от вертикальных нагрузок). Результаты испытаний подтвердили, что принятые конструктивные решения с достаточным запасом обеспечивают расчетную несущую способность конструкций как типовых, так и экспериментальных.

В 16-этажном экспериментальном доме приняты следующие конструктивные решения: наружные стеновые панели изготовляют сплошными, однослойными толщиной 300 мм из бетона класса В12,5 на щебне и песке кармрашенского шлака с расчетной плотностью 1500 кг/м³ ($\gamma_{сух}$=1400 кг/м³) и начальным модулем упругости $E_б$=9500 МПа, фактическое значение $E_б^ф$ =10 000 МПа (в типовых домах такие же панели, но из бетона класса В5); внутренние стеновые панели выполняют многопустотными толщиной 250 мм (приведенная толщина бетона 170 мм) из бетона класса В20 на литоидно-пемзовом щебне и песке с расчетной плотностью 1950 кг/м³ ($\gamma_{сух}$=1800 кг/м³ и $E_б$= =14 250 МПа ($E_б^ф$ =17 800 МПа); плиты перекрытий — многопустотные, предварительно напряженные толщиной 220 мм, а также доборные элементы изготовляют из бетона класса В15 на литоидно-пемзовом щебне и песке расчетной плотностью 1950 кг/м³ ($\gamma_{сух}$=1800 кг/м³).

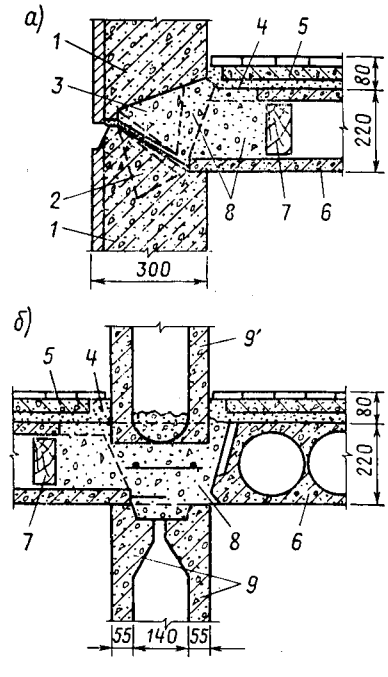


Рис. 3. Стыковые сопряжения панельных конструкций дома

а — наружных стен и перекрытий; *б* — внутренних стен и перекрытий; *1* — наружная стеновая панель; *2*, *3* — бетонные шпонки соответственно на верхней и нижней гранях панели; *4* — шлаковая засыпка; *5* — панель основания раздельного пола; *6* — панель перекрытия; *7* — деревянная пробка; *8* — монтажный бетон; *9* — внутренняя стеновая панель

Основными особенностями работы высоких крупнопанельных зданий в сейсмических условиях обычно считают повышенную сейсмическую нагрузку, проявление высших форм колебаний и большие сжимающие усилия в стенах от эксплуатационных нагрузок. Более детальный анализ показывает, что с увеличением этажности от 5 до 12 суммарная сейсмическая нагрузка возрастает в 2,5...3 раза; в то же время при дальнейшем повышении этажности ее рост замедляется или она уменьшается так, что для 16-этажных зданий становится соизмеримой с 9-этажными [3]. Это связано с уменьшением динамического коэффициента β и достижением коэффициентом K_2 (СНиП II-7-81) стабильных значений. Для исследуемых зданий в Ереване поперечная сила в уровне первого этажа от расчетных сейсмических нагрузок (8 баллов) по СНиП II-7-81 составляет 3040 кН для 9-этажного дома и 5030 кН для 16-этажного (т. е. в 1,65 раза больше), а изгибающие моменты соответственно 55 000 и 172 000 кН·м (т. е. в 3,13 раза больше).

В стенах нижних этажей 16-этажных зданий от вертикальных эксплуатационных нагрузок возникают нормальные напряжения, которые в 1,8 раза превышают напряжения в стенах 9-этажных зданий. В исследуемом здании средние нормальные напряжения во внутренних стенах составляют всего 2,1 МПа, т. е. примерно 20 % призменной прочности. Это объясняется перекрестной раскладкой плит перекрытий, в результате которой нагрузка равномерно распределяется между продольными и поперечными стенами, а также комплексным применением легкого бетона и принятой толщиной внутренних стен.

Таким образом, работа несущих стен исследуемого здания характеризуется значительными изгибающими моментами, поперечными и нормальными силами от сейсмических нагрузок и небольшими нормальными силами от вертикальных нагрузок.

Основной задачей вибрационных испытаний дома являлось уточнение воспринимаемых конструкцией здания сейсмических нагрузок от создания наибольших горизонтальных усилий. Это

---

* А. с. 757659 СССР, МКИ³ *E* 04 *B* 1/60, *E* 04 *H* 9/02. Стыковое соединение наружных стеновых панелей с панелью перекрытия / С. Р. Бадалян, И. С. Баршак, Д. К. Баулин и др. (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1980. — № 31.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

предопределило проведение этих испытаний в две очереди. Сначала была испытана 9-этажная часть дома, что позволило добиться значительной интенсивности колебаний и существенно превысить усилия, рассчитанные для 16-этажного дома, а также оценить надежность проектных решений типовых домов. Затем при испытаниях 16-этажного дома были уточнены его жесткостные и динамические параметры.

Испытания выполняли по методике ЦНИИЭП жилища [4] с использованием вибромашины В-2, устанавливаемой на верхнем перекрытии испытываемого объекта. Процесс испытаний состоял из нескольких этапов, на которых изменяли момент дебалансов вибромашины. На каждом этапе при плавном изменении частоты фиксировали резонансные состояния здания. Последовательность этапов характеризовалась наращиванием момента дебалансов. При испытаниях каждой очереди (как 9-этажной части, так и всего дома) проведено 7 этапов. Поперечная сила в уровне первого этажа 9-этажной части достигла 6240 кН, а момент — 109 330 кН·м. Максимальная амплитуда колебаний в уровне перекрытия над 9 этажом — 10,8 мм. При такой интенсивности колебаний обнаружены повреждения конструкций 1—2 степени по [5, 6]. К ним относятся трещины в горизонтальных стыках внутренних стен 8...9 этажей с остаточной шириной раскрытия менее 0,3 мм, волосяные трещины по контакту панелей и бетона замоноличивания вертикальных стыков, по зубцам стеновых панелей, в перемычках внутренних и наружных стен с 4-го по 9-й этаж, горизонтальные и наклонные волосяные трещины в простенках наружных стен, повреждение перегородок с вырыванием в отдельных случаях закладных деталей, а также отклонением перегородок от проектного положения.

Полученные повреждения снизили обобщенную жесткость коробки здания на 45, основания — на 31,5 %. Это привело к падению жесткости всей системы на 36 и резонансной частоты на 22,5 %. Вследствие такой нелинейности колебаний возрастание момента дебалансов в 17,4 раза увеличило амплитуду колебаний лишь в 12,7, а инерционной нагрузки — в 8,25 раз.

После монтажа конструкции верхних этажей вибрационные испытания продолжили, анализируя фактические и расчетные динамические параметры 16-этажного дома.

Частота основного тона собственных колебаний при испытаниях составила

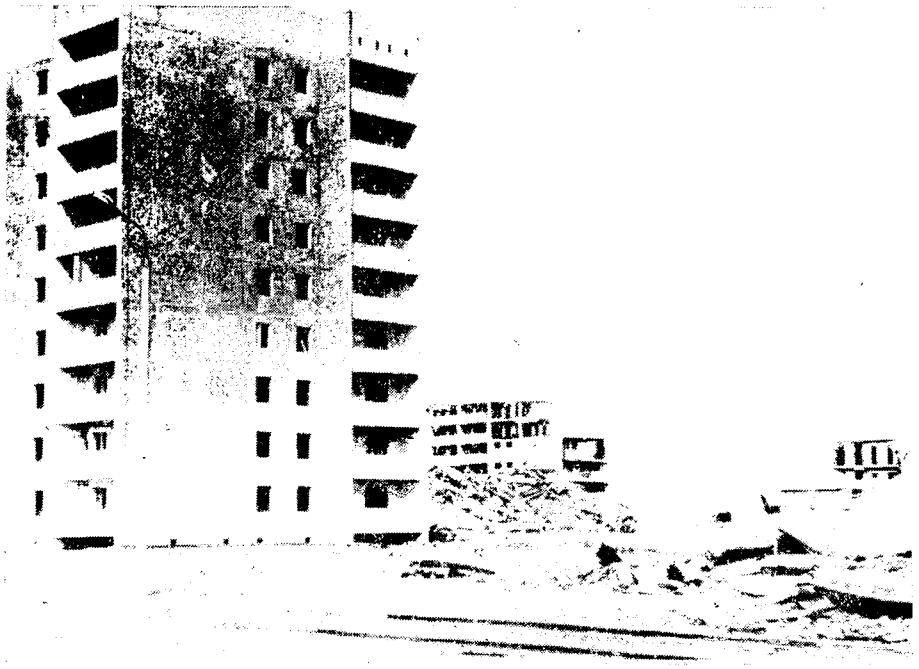


Рис. 4. Жилые дома после землетрясения

1,75 Гц (период $T=0{,}57$ с), расчетная даже без учета податливости основания принималась 1,22 Гц ($T=0{,}816$ с). Такие расхождения объяснялись отсутствием в расчетной модели некоторых участков стен, приближенным определением жесткости многопустотных внутренних стен, неучетом влияния ненесущих элементов и превышением фактических значений модуля упругости над расчетными. В результате этого расчетная жесткость здания оказалась заниженной в 1,5 раза. Корректировка расчетной модели позволила получить более точные значения частоты и периода (1,58 Гц; 0,63 с — без учета податливости основания и 1,4 Гц; 0,705 с — с учетом фактической податливости основания). Из этих данных следует, что податливость основания вызвала снижение собственной частоты на 10 %, хотя и обеспечивает перемещение верха здания на 26,5 %.

Увеличение момента дебалансов в 17,4 раза повысило амплитуду колебаний в 16,1 раз (до 12,7 мм) и суммарную инерционную нагрузку в 13,1 раз (до 3200 кН). При незначительном снижении резонансной частоты (на 14 %) повреждения визуально не обнаружены. Суммарная сейсмическая нагрузка почти в 2 раза ниже, чем при испытаниях 9-этажной части (моменты одинаковы), и составляла 64 % расчетной 8-балльной нагрузки, принятой при проектировании.

После уточнения по результатам испытаний расчетных нагрузок (4000 кН для 9-этажного и 5900 кН — для 16-этажного дома) были проверены сечения простенков и перемычек несущих стен исследуемого дома, что подтвердило достаточность их несущей способности для воспринятия уточненных расчетных усилий.

Сопоставление опытных и расчетных нагрузок показывает, что в процессе испытаний поперечная сила при минимальной вертикальной нагрузке в 1,24 раза превысила расчетную и в 1,06 — уточненную расчетную 8-балльную нагрузку для 16-этажного дома. При вертикальной нагрузке, близкой к расчетной, поперечная сила составила 64 % расчетной и 54 % уточненной расчетной нагрузки. Отсутствие повреждений при такой интенсивности нагрузки, результаты испытаний стыков и выполненные расчеты позволяют рекомендовать 16-этажные дома серии АІ—451 КП для строительства в сейсмических районах (7...8 баллов) при соответствующей корректировке армирования отдельных элементов. Проведенные испытания позволили также косвенно оценить сейсмостойкость типовых 9-этажных домов, хотя прочность бетона стен в испытываемом 9-этажном фрагменте была больше, чем в типовых домах.

Незначительность повреждений фрагмента при достигнутых нагрузках, в 1,56 раза превышающих расчетные для 9-этажных домов, свидетельствует о надежности их конструктивных решений. Достаточно веские свидетельства о надежности и сейсмостойкости этих домов получены при изучении последствий северо-армянского землетрясения, произошедшего в декабре 1988 г. Построенные Ленинаканским ДСК 25 девятиэтажных крупнопанельных домов этой серии в

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Ленинакане и Кировокане получили повреждения только первой степени (волосяные трещины по контуру панелей и в перемычках), а стоящие рядом с ними 9-этажные каркасно-панельные дома серии III и 5-этажные каменные серии 450 обрушились или получили повреждения 3...4 степени (рис. 4).

Следует отметить, что высокая сейсмостойкость крупнопанельных домов обеспечивается при меньшем расходе материалов. Так, в 16-этажном крупнопанельном доме по сравнению с сооружаемыми в Ереване домами такой же этажности других конструктивных систем (каркасных, монолитных и др.) снижаются расход стали на 15...20 и трудозатраты на 20...25 % на 1 м² общей площади.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Баулин Д. К., Стронгин Н. С., Сурманидзе Е. М. Исследование работы легкобетонных крупнопанельных стен для бескаркасного сейсмического строительства // Конструкции крупнопанельных жилых зданий. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1978 г. — С. 28—36.
2. Сейсмостойкие дома из легких бетонов / Н. С. Стронгин, Д. К. Баулин, Е. М. Сурманидзе и др. // Жилищное строительство. — 1982. — № 8. — С. 22—25.
3. Минасян А. Ц. Конструктивные решения и особенности деформирования крупнопанельных зданий повышенной этажности, строящихся в сейсмических районах // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1981. — С. 44—55.
4. Вибрационные испытания зданий. — М.: Стройиздат, 1971. — 159 с.
5. Методические рекомендации по инженерному анализу последствий землетрясений. — М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1980. — 35 с.
6. Ашкинадзе Г. Н. Нелинейное деформирование и предельные состояния бескаркасных жилых зданий при сейсмических воздействиях // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов. М.: — ЦНИИЭП жилища, 1981. — С. 3—23.

УДК 69.024.81.003.13

А. С. СЕМЧЕНКОВ, канд. техн. наук (ЦНИИП реконструкции городов);
В. А. КЛЕВЦОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); А. Ф. КУТОВОЙ, канд. техн. наук (Ивановский инженерно-строительный ин-т)

Экономичные ненапрягаемые ригели связевого каркаса

В серии 1.020—1/83 двухполочные ригели предусмотрены напрягаемыми. Как показал опыт внедрения [1], к их недостаткам относятся: заложенная в чертежах, но дефицитная на заводах напрягаемая арматура класса Ат-V диаметром более 18 мм; большое количество не учитываемой в расчетах по прочности дополнительной конструктивной поперечной арматуры, устанавливаемой для предотвращения раскалывания торцов ригелей при отпуске арматуры; повышенный расход продольной арматуры из-за доведения до опоры всей напрягаемой арматуры; ее укладка в форму после установки объемного каркаса, затрудняющая установку торцевых вкладышей в подрезки ригелей из-за необходимости подъема каркаса.

Недостатком разработанных ненапрягаемых ригелей (шифр 84—2953/1) является повышенный расход стали, вызванный установкой большого количества дополнительной продольной арматуры из расчета по прогибам и по конструктивным требованиям СНиП 2.03.01—84, а также поперечной арматуры, требуемой при слабой анкеровке нижней продольной арматуры для обеспечения прочности наклонных сечений.

Преодолеть указанные недостатки в ригелях пролетом до 6 м удалось благодаря применению ригелей с ненапрягаемой арматурой класса А-III, устанавливаемой из расчета по 1-й группе предельных состояний и учету совместной работы ригелей со сборным настилом при расчете по 2-й группе предельных состояний [2...5].

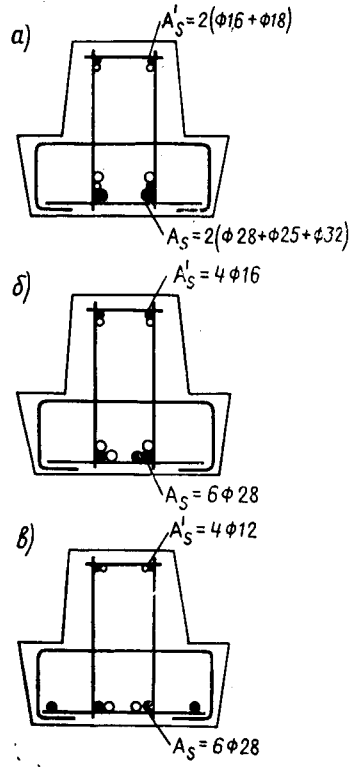


Рис. 1. Варианты расположения продольной арматуры

а — вертикальное; *б* — вертикально-горизонтальное; *в* — горизонтальное; ● — стержни, доведенные до опоры

При разработке экономичных ненапрягаемых ригелей необходимо выбрать наиболее эффективное расположение продольной арматуры, обеспечивающее допустимую ширину раскрытия трещин, минимальный расход стали и технологичность в изготовлении; исследовать перераспределение усилий между продольными стержнями по ширине ригеля в зоне их несимметричного обрыва и выбрать оптимальный порядок обрыва. Для этого были запроектированы и испытаны отдельные ригели с тремя вариантами расположения продольной арматуры в сечении (рис. 1), обрываемой несимметрично по длине ригеля относительно середины пролета. При этом количество арматуры и обрывы стержней определены из расчета по 1-й группе предельных состояний и без учета совместной работы со сборным настилом.

При горизонтальном расположении арматуры площадь ее сечения в середине пролета соответственно на 9 и 14 %

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

меньше, чем при горизонтально-вертикальном и вертикальном расположении.

Расчетная ширина раскрытия трещин в середине пролета ригелей при всех вариантах армирования не превышала допустимые СниП 2.03.01—84. Однако при испытаниях ширина раскрытия трещин, измеренная на боковых гранях полок ригелей на уровне нижних растянутых стержней в ригелях с горизонтальным расположением арматуры, составила 0,15...022 мм и была менее допустимой 0,25 мм по ГОСТ 8829—85, при вертикальном — 0,27...0,3 мм, а при вертикально-горизонтальном — 0,35 мм.

Расчетные прогибы ригелей для всех вариантов армирования при длительном действии нагрузки больше допустимых 30 мм на 10...25%, причем в ригелях под максимальную нагрузку 110 кН/м они больше. Независимо от расположения продольной арматуры прогибы при кратковременных контрольных нагрузках были на 5...20 % меньше контрольных расчетных при проектном классе бетона.

Разрушение нормальных сечений ригелей происходило от текучести арматуры (ширина раскрытия трещин в большинстве случаев 1,5 мм и более) с последующим раздроблением бетона сжатой зоны (образование лещадок, выколов и т. д.). Во всех случаях прогибы ригелей перед разрушением превышали прогиб при контрольных нагрузках более чем в 1,5 раза, а разрушение носило пластический характер. Так как во всех испытаниях ригеля $\xi < \xi_R$ и теоретические разрушающие нагрузки, полученные по фактическим характеристикам, имеют хорошую сходимость с опытными (причем последние, как правило, выше на 5...10 %), коэффициент C по ГОСТ 8829—85 следует принимать равным 1,25.

Несмотря на то, что хомуты во всех ригелях в средней части пролета устанавливали с шагом 300 мм, что для ригелей менее требуемых по СНиП $20\,d$, в испытаниях сжатая арматура не выпучивалась. В связи с этим при расчете прочности нормальных сечений ригелей в сжатой зоне рекомендуется учитывать всю арматуру независимо от диаметра.

В 1987 г. были проведены испытания ненапрягаемых ригелей при вертикальном расположении стержней с обрезками плит вылетом по 0,5 м. Испытания проводили в четыре этапа (рис. 2). На первом — оттарированы ригель Р1 троекратным загружением до нормативной нагрузки и ригель-близнец Р2, доведенный до разрушения; на втором — ригель Р1 с обрезками плит, уложенными через слой подстилающего мелкозернистого бетона прочностью 6,7 МПа, загружен до 114,2 кН/м; на третьем — фрагмент с межплитными швами, дополнительно омоноличенными мелкозернистым бетоном прочностью 15,7 МПа, нагружен до 133,6 кН/м; на четвертом — фрагмент с дополнительно омоноличенными торцевыми швами, в нижней части которых устроены прерывистые шпонки высотой 30 мм, равной толщине полки пустотных плит и глубиной 10 мм, доведен до разрушения.

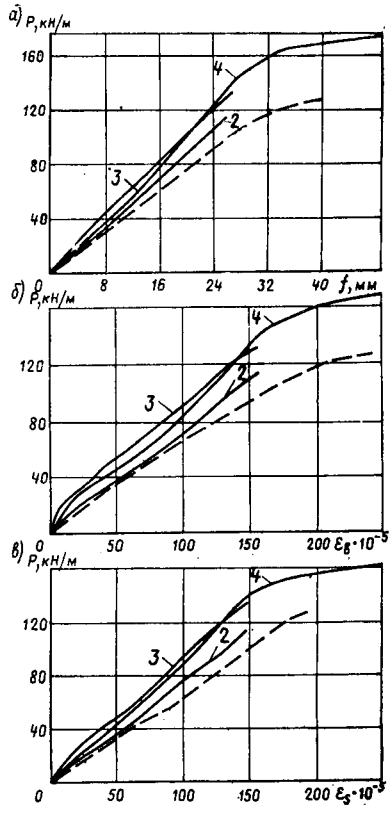


Рис. 2. Прогибы ригелей (а) и деформации бетона сжатой зоны (б) и растянутой арматуры (в)

—— — ригель Р1 в составе фрагмента; - - - — отдельно испытанный ригель Р2, 2 ... 4 — этапы испытаний

Эффективность совместной работы ригелей с плитами оценивали по прогибам и деформациям арматуры и бетона, измеряемым в середине пролета.

При испытании отдельного ригеля-близнеца Р2 его прогиб при контрольных нагрузках составил 22,5 мм, на третьем этапе прогиб фрагмента ригеля с обрезками плит составил 16,4 мм. При этом плиты сдвигались относительно ригеля, поэтому после сброса нагрузки в межплитных швах открылись трещины шириной до 1 мм. В результате при нагружении фрагмента на четвертом этапе до закрытия трещин в межплитных швах эффект совместной работы снизился и при контрольной нагрузке прогиб составил 17,5 мм. При дальнейшем загружении фрагмента на четвертом этапе эффект совместной работы возрос и разрушение ригеля наступило при нагрузке на 35 % выше, чем при разрушении отдельного ригеля-близнеца Р2 (см. рис. 2).

В 1988 г. НИИЖБ, ЦНИИП реконструкции городов и Ивановский инженерно-строительный институт разработали рекомендации по учету совместной работы ригелей со сборным настилом. В основу расчета положена плоская расчетная континуальная модель в виде двухпоясной составной балки с безмоментным верхним поясом [2], который имитирует работу сборного настила, собираемого из плит, соединенных цилиндрическими шарнирами на уровне середины толщины верхней полки. Пояса балки соединяются между собой континуальными упругопластическими связями сдвига и абсолютно жесткими вертикальными поперечными связями (рис. 3). Реакции в связях определяют по методу сил расчета статически неопределимых конструкций, для чего балка делится вдоль сопряжения на два свободно опертых стержня. Причем к нижнему помимо погонной нагрузки P_2 от собственной массы конструкций и внутренних вертикальных V_x и касательных τ_x реакций приложены фиксированные внешние разгружающие опорные моменты $M_{оп}$.

Составная балка имеет две стадии

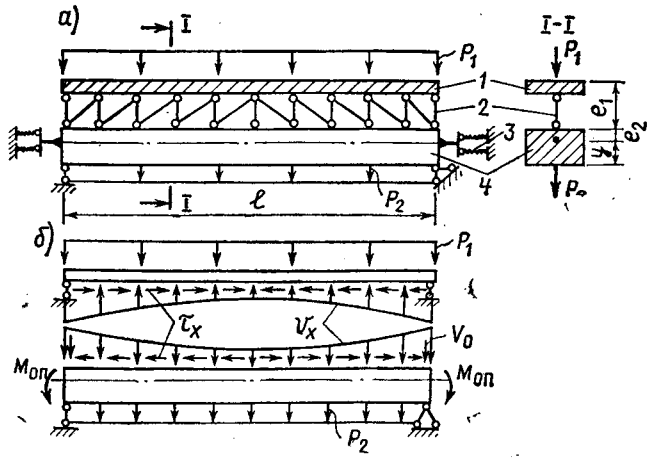


Рис. 3. К учету совместной работы ригеля с настилом

а — плоская континуальная расчетная схема в виде двухпоясной составной балки с безмоментным верхним поясом; б — основная система метода сил; 1 — континуальная верхняя полка пустотного настила; 2 — континуальные связи сдвига; 3 — упругопластические моментные связи стыка ригеля с колонной связевого каркаса; 4 — ригель

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

работы. Первая наступает после укладки плит на ригели, т. е. после кратковременного приложения нагрузки P_2 до омоноличивания межплитных швов. Совместная работа на этом этапе незначительна и поэтому в запас прочности не учитывается. Вторая стадия характеризуется совместной работой поясов составной балки и наступает после омоноличивания межплитных швов и приложения к настилу перекрытия унифицированной равномерно распределенной нагрузки, которая приводит к погонной нагрузке на верхний пояс P_1 (см. рис. 3).

Как показали расчеты, выполненные на ЭВМ по программе «Лира», при наличии в верхнем поясе не менее четырех плит и небольших опорных моментах $M_{оп} \leqslant Pl^2/32$, где $P = P_1 + P_2$ — суммарная нагрузка, приходящаяся на составную балку, касательную реакцию можно записать в виде

$$\tau_x = \tau_0 \cos \frac{\pi}{l} x, \qquad (1)$$

где τ_0 — величина реакции на опорах.

При этом должно выполняться условие

$$T_x = \int_0^x \tau_x \, dx = \tau_0 \frac{l}{\pi} \sin \frac{\pi}{l} x \leqslant \hat{T}_x, \qquad (2)$$

где T_x, $\hat{T}_x$ — соответственно сдвигающее усилие в сопряжении и прочность сопряжения на сдвиг на расстоянии x от опоры.

Изгибающий момент в верхнем поясе равен нулю

$$M_{1x} = \int_0^x \int_x^{l/2} (P_1 - V_x) \, dx^2 - \int_0^{l/2} e_1 \tau_x \, dx = 0. \qquad (3)$$

Дважды продифференцировав уравнение (3), получим

$$V_x = P_1 - \tau_x' e_1 = P_1 - \tau_0 e_1 \frac{\pi}{l} \sin \frac{\pi}{l} x. \qquad (4)$$

Формулу амплитудного значения касательной реакции находим путем интегрирования уравнения совместимости деформаций [4] после подстановки в него (1) и получаем в замкнутом виде

$$\tau_0 = P \lambda, \qquad (5)$$

где λ — безмоментный коэффициент, численно равный τ_0 при единичном значении P, характеризует эффективность совместной работы поясов

$$\lambda = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \frac{\left(\frac{e}{B_2} - \frac{P_2 e^{\mathrm{I}}}{P B_2^{\mathrm{I}}}\right) \frac{l^3}{24} - \frac{M_{оп} e}{B_2} - \frac{M_{оп}^{\mathrm{I}} e^{\mathrm{I}}}{B_2^{\mathrm{I}}} \frac{l}{2P}}{\frac{\pi^2}{l^2 G_c} + \frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2} + \frac{e^2}{B_2}}, \qquad (6)$$

здесь B_2, C_2 — изгибная и осевая жесткости ригеля в середине пролета при действии полной нагрузки P; B_2^{I} — то же при кратковременном действии нагрузки P_2 на первой стадии работы; C_1 — усредненная осевая жесткость верхнего пояса с учетом межплитных швов при действии полной нагрузки; $e = e_1 + e_2$ — расстояние между центрами тяжести поясов в середине пролета; e_2 — расстояние от центра тяжести ригеля до верха полки; e_1 — расстояние от середины усредненной толщины верхней полки настила до верха полки ригеля; G_c — жесткость связей сдвига, учитывающая сдвиговую жесткость сопряжения поясов и торцов плит, при отсутствии в последних опорных диафрагм [3, 4]; e^{I} и $M_{оп}^{\mathrm{I}}$ — соответственно e и $M_{оп}$ на первой стадии.

Жесткости поясов и связей сдвига составной балки определяют по формулам [2...4]. Прогибы нижнего пояса (ригеля)

$$f = \frac{5}{384} \frac{P l^4}{B_{red}}, \qquad (7)$$

где B_{red} — приведенная изгибная жесткость составной балки, равная:

$$B_{red} = \frac{B_2}{1 - e_1 \lambda \frac{\pi}{l} - \frac{48 M_{оп}^{\mathrm{I}}}{5 l^2 P}}. \qquad (8)$$

Расчетные прогибы отдельного ригеля и последнего в составе фрагмента составили для этапов 1, 3 и 4 соответственно 22,6; 18,5 и 17,3 мм.

Для увеличения жесткости и прочности нормальных сечений ригелей в изготовляемой типовой оснастке необходимо убрать шпонки в средней части ригелей, а в крайних третях пролета вместо старых сделать новые глубиной 15 и высотой не менее 90 мм. Конструкцию шпонок в торцах пустотных плит следует изменить для предотвращения хрупкого среза.

При учете совместной работы должно быть обеспечено высокое качество изготовления и монтажа конструкций, включая сварку закладных деталей и замоноличивания сопряжений элементов дисков перекрытий. Требования к качеству должны быть указаны в рабочих чертежах конструкций и зданий. Прочность, жесткость и трещиностойкость ригелей при учете совместной работы только при расчете по предельным состояниям 2-й группы можно проверять испытанием не фрагмента, состоящего из ригелей и плит, а отдельного ригеля.

В проекте зданий, в которых используются ригели, запроектированные по 1-й группе предельных состояний с учетом совместной работы со сборным настилом, должны быть утверждены правила производства работ. Для бетонирования швов рекомендуется использовать бетонную смесь с добавлением суперпластификатора. После омоноличивания сопряжений по каждому этажу перекрытия составляется акт на скрытые работы с результатами испытаний кубов и выборочно вскрытий сопряжений.

В результате проведенных исследований разработаны альбомы ригелей с ненапрягаемой арматурой класса А-III, которые по расходу стали не уступают типовым ригелям с напрягаемой арматурой класса Ат-V, но менее трудоемки в изготовлении, и на 20 % менее металлоемки по сравнению с ненапрягаемыми (шифр 84-1953/1). Экономический эффект достигнут в основном в результате учета совместной работы со сборным настилом при расчете по 2-й группе предельных состояний, а также горизонтального расположения в один ряд продольной рабочей арматуры и несимметричного обрыва части стержней, учета сжатой продольной арматуры диаметрами 10 и 12 мм при шаге хомутов 300 мм, а также эффективных способов армирования подрезки, обеспечивающих надежную анкеровку поперечной и продольной арматуры.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Совершенствование армирования ригелей связевого каркаса / А. С. Семченков, Е. В. Соколовская, А. Е. Кузьмичев и др. // Жилищное строительство — 1986. — № 5. — С. 14—15.
2. Семченков А. С., Кутовой А. Ф., Гуща Ю. П. Исследование действительной работы ригелей в составе сборных перекрытий // Бетон и железобетон. — 1987. — № 3. — С. 17—19.
3. Клевцов В. А., Юозайтис И. Б. Исследование плит покрытия с учетом их совместной работы со стропильными конструкциями // Предварительно-напряженные конструкции зданий и инженерных сооружений: Сб. научн. тр. — М.: Стройиздат, 1977 — С. 12—13.
4. Байков В. Н., Складнев Н. Н., Фролов А. К. Совместное деформирование сборных железобетонных элементов в покрытии промзданий. — М., 1987. — 13 с. — Деп. во ВНИИИС, № 8817.
5. Влияние плит на несущую способность и жесткость ригелей / В. М. Саунин, В. С. Мартемьянов, В. А. Селиванов и др. // Бетон и железобетон. — 1981. — № 1. — С. 7—8.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 666.972.53

Ф. М. ИВАНОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); Л. Г. ХАУСТОВА, канд. техн. наук, О. И. МАТВЕЕВА, инж. (Якутский ПромстройНИИпроект)

Бетоны для свайных фундаментов в районах вечной мерзлоты

В районах вечной мерзлоты строительство в большинстве случаев осуществляют по так называемому первому принципу — с фундаментами в виде высокого свайного ростверка с сохранением в основании вечномерзлых грунтов. При этом в наиболее сложных условиях оказывается часть сваи, находящейся в зоне сезонноотаивающего слоя грунта. При высоком уровне надмерзлотных вод, а в весеннее время при стоящей у поверхности воды бетон свай замерзает. Такие условия наиболее разрушительны, и основные повреждения построенных зданий, например в Якутске, наблюдаются именно на этом участке. При отсутствии стока в сезонноотаивающем слое постепенно накапливаются соли бытовых сточных вод и других источников. Минерализация грунтовых вод изменяется в широких пределах от 1,5 до 119,0 г/л в зависимости от особенностей рельефа городской территории и источников засоления.

В лабораторных условиях исследовали морозостойкость бетона в зависимости от температуры замораживания и концентрации хлорида натрия. Изучение проводили на образцах трех серий размером 4×4×16 см из бетона состава 1 : 1,2 : 2,84 при В/Ц=0,44 и расходе цемента 416 кг/м³. Серия I отражала условия многолетней службы бетона, т. е. циклическое замораживание до —52±2 °С и оттаивание; серия II — условия длительного действия низких отрицательных температур (—23... —48 °С) с моделированием условий работы свайного фундамента на контакте с поверхностным слоем обводненного грунта, серия III была контрольной и характеризовала прочность насыщенного раствором бетона.

Образцы серий I и II замораживали в растворах NaCl 1, 2, 3, 4, 5, 7, 10 и 15 %-ной концентрации. Результаты испытаний (рис. 1) показали, что прочность бетона при циклическом и длительном замораживании при низких отрицательных температурах изменяется одинаково. Причем наибольшая деструкция бетона наблюдается при замораживании в растворах NaCl 2...5 %-ной концентрации.

Влияние температуры замораживания и циклическое ее изменение в интервале отрицательных значений на морозосолестойкость бетона показана при испытаниях в естественных температурных режимах осени, зимы и весны. Наибольшие повреждения бетона, вмороженного в раствор 5 %-ного хлорида натрия, наблюдаются при 0...—35 °С, при температуре среды ниже —35 °С повреждения бетона несущественны (рис. 2). Это подтверждает различие в механизме деструкции бетона в зависимости от состояния поровой влаги [1].

Для придания бетону свайных фундаментов стойкости проводили сравнительную оценку способов первичной и вторичной защиты конструкций. В качестве первичной защиты исследовали влияние пластифицирующих и воздухововлекающих добавок на морозосолестойкость бетона. Мерами вторичной защиты были выбраны различные виды поверхностных гидроизоляционных покрытий.

Оценка влияния традиционных видов химических добавок на морозосолестойкость бетона показала, что наибольшей стойкостью обладают бетоны с комплексной добавкой СДБ+СНВ (табл. 1).

Натурные исследования проводили на экспериментальных площадках с тремя видами грунтовых условий: песчаной подсыпкой, водонасыщенными и обводненными грунтами. На полигоне устанавливали модели свай в виде образцов размером 12×14×120 см и составных призм длиной 120 см из кубов с ребром 10 см из бетонов с марками по морозостойкости F50, F100, F150, F200, F300 и из бетонов с химическими добавками, а также модели с различными видами поверхностной гидро- и теплоизоляции. Бетон изготовляли на портландцементе Якутского завода. Минералогический состав цемента: C_3S=54,0... 58,7; C_2S=16,1...20,1; C_3A=7,9...8,8; C_4AF=12,4...14,4 %. В качестве заполнителя использовали известняковый щебень Бестяхского месторождения и речной песок с $M_к$=1,08...1,46.

Обследование моделей через 1 год испытаний в натурных условиях показало, что бетон в основном находится в хорошем состоянии, соответствующем 10... 9 баллам морозостойкости по шкале С. В. Шестоперова [2]. Повреждения наблюдаются лишь на незначительном числе моделей из бетона с маркой по морозостойкости F50 и F100. Через 2 года число моделей с повреждениями и степень разрушения увеличились. В хорошем и удовлетворительном состоянии, отвечающем 10...9 баллам, на площадках II и III находились модели из бетона с морозостойкостью F200 и F300. Модели из бетона с морозостойкостью

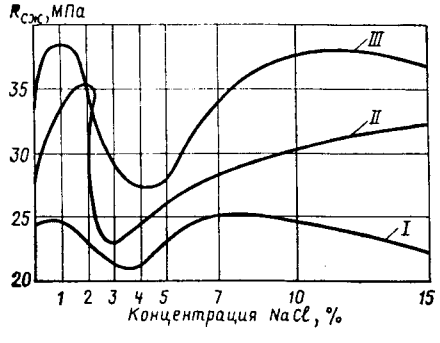


Рис. 1. Изменение прочности бетона в растворах NaCl разной концентрации в различных температурных режимах
I ... III — серии образцов

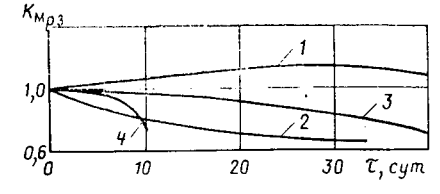


Рис. 2. Стойкость бетона образцов, выдерживаемых в 5%-ном растворе NaCl
1 — зимой; *2* — осенью; *3* — при циклическом замораживании до —40±4 °С; *4* — при оттаивании при 10 °С

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 1

Состав бетона	Расход цемента, кг/м³	В/Ц	Добавка, % массы цемента	Прочность бетона при сжатии, МПа		
				перед замораживанием	после циклов замораживания — оттаивания	
					10	12
1 : 1,3 : 2,97	426	0,45	—	23,1	16,5	—
1 : 1,41 : 3,21	404	0,44	0,15 СДБ	23,7	20,9	—
1 : 1,38 : 3,15	410	0,43	0,15 СДБ+ +0,01 СНВ	23,0	27,9	25,2
1 : 1,42 : 3,24	404	0,44	0,15 СДБ+ +1,0 СН	24,6	24,4	24,1
1 : 1,43 : 3,25	400	0,44	0,2 ПАЩ-1	22,8	19,9	19,5
1 : 1,74 : 3,40	391	0,43	0,8 С-3	30,1	29,8	26,7

Примечание. Исследовали равноподвижные бетонные смеси с подвижностью П-1 (О. К.= =1 ..4 см).

Таблица 2

№ площадки	Марка бетона по морозостойкости	$R_б$, МПа	Прочность бетона, МПа, после 3 лет испытания на отметках относительно поверхности грунта, м					
			0,1	±0	—0,2	—0,4	—0,6	—0,8
I	F100	11,7	14,0	15,4	13,7	12,6	12,9	14,3
	F150	19,9	—	15,5	19,9	22,0	20,0	22,6
II	F100	11,7	22,5	17,5*	24,0	23,5	22,0	22,0
	F150	19,9	27,0	21,5	22,8	23,8	23,0	25,8
	F200	30,8	—	28,2	36,2	43,7	41,2	39,4
III	F100	11,7	25,5*	19,5*	19,0	21,3	24,0	—
	F150	19,9	17,5	19,0	22,0	27,0	26,5	30,5
	F200	30,8	34,5	21,5	27,0	24,0	28,0	29,0
	F300	35,0	33,5	30,5	43,0	44,0	43,3	33,1

* Наблюдалось шелушение поверхности бетона.

Таблица 3

Добавка, % массы цемента	Начальная прочность бетона, МПа	Прочность бетона, МПа, на отметках относительно поверхности грунта, м					
		0,2...0,0	±0,0... ...—0,2	—0,2... —0,4	—0,4... ...—0,6	—0,6... ...—0,8	—0,8... ...—1,0
—	—	14,9 / 21,5	23,2 / 14,0	21,6 / 17,0	18,5 / 20,5	26,0 / 20,0	30,5 / 19,5
0,15 СДБ+ +0,01 СНВ	25,3	27,5 / 42,0	29,9 / 30,0	28,7 / 27,0	28,0 / 22,5	28,0 / 24,5	— / 26,5
Эпоксидное покрытие[1]	20,7	18,3 / 16,5	17,8 / 12,5	20,3 / 17,5	21,3 / 13,5	28,0 / 10,0	26,0 / 9,0

Примечания: 1. Состав эпоксидного покрытия: ЭД-20 (100 в. ч.) +ДБФ (20 в. ч.) +ПЭПА (10 в. ч.) + цемент. 2. Над чертой для продолжительности испытания 3 ч, под чертой — 5 лет.

F50 и F100, расположенные в водонасыщенных и обводненных грунтах, получили большую степень повреждения, соответствующую 5...4 баллам . Бетон разрушился по цементному камню, начиная с верхней надземной части испытываемых элементов и на 20...30 см ниже уровня поверхности грунта. Поверхность бетона ниже этой отметки находится в хорошем состоянии.

Испытаниями на прочность образцов из составных моделей и обследованием свай построенных зданий установлено, что наибольшие повреждения и потери прочности наблюдаются на участке свай между отметками +0,4 и —0,6 м относительно поверхности грунта (табл. 2).

После трехлетней эксплуатации полигона из-за прокладки городского водоканала вблизи него изменились гидрогеологические условия участка. Полигон перестал обводняться паводковыми водами, площадки II и III стали постепенно обезвоживаться что обусловило прирост прочности бетона моделей на них. Модели из бетонов низкой морозостойкости, получившие в первые три года эксплуатации значительные повреждения, в дальнейшем не восстанавливали прочность.

Испытания в натурных условиях показали, что применение добавок повышает стойкость бетона. Модели из бетона с комплексной добавкой СДБ+ +СНВ после 3 и 5 лет выдерживания их в климатических условиях Якутска не имели видимых повреждений. Прочность такого бетона по сравнению с бетоном без добавки повысилась на 6,7... 66 % (табл. 3).

Для сравнительной оценки эффективности гидроизоляционных покрытий исследовали наиболее часто используемую в Якутске защиту свай от разрушения — эпоксидные покрытия битумную пропитку.

Результаты испытаний бетонных образцов с гидроизоляционными покрытиями показали, что при замораживании в 5 %-ном растворе NaCl до —20 °С их стойкость повышается. Однако при замораживании в тех же условиях до —50 °С морозостойкость образцов с покрытиями ниже, причем в большей степени повреждены образцы с эпоксидным покрытием. У пропитанных битумом образцов после 2...3 циклов замораживания — оттаивания при —50 °С наблюдалось шелушение битумной пленки, образовавшейся на их поверхности при пропитке, а затем при дальнейшем испытании — образование косых трещин и даже разрыв образцов. При обследовании и испытании моделей с поверхностной эпоксидной обмазкой, установленных на натурном полигоне, также выявлено ускоренное разрушение бетона.

Выводы

Проведенные исследования показали, что морозосолестойкость бетонов, работающих в условиях совместного воздействия низких отрицательных температур и минерализованных жидких сред, повышается при введении в бетонную смесь добавок типа СДБ+СНВ. Антикоррозионные защитные покрытия в условиях воздействия низких отрицательных температур ускоряют деструктивные процессы в бетоне и не повышают стойкости бетона.

Исследования в натурных условиях на стенде в Якутске показали, что в условиях эксплуатации свайных фундаментов, погруженных в надмерзлотные агрессивные воды, необходимо применять бетоны с морозостойкостью марки не менее F300.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Андреев В. В. Повышение стойкости сборных изделий из различных видов пропаренных бетонов при комплексном воздействии на них низких температур и водных растворов солей: Автореф. дис. ...канд. техн. наук. — М., 1980. — 24 с.
2. Шестоперов С. В. Технология бетона. — М.: Высшая школа. — 1977. — 431 с.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.327 : 691.147 : 539.4

Б. А. КРЫЛОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); Г. М. СОСКИН, канд. техн. наук, А. Н. КАРПОВ, Б. А. ПОГОРЕЛОВ, А. И. ЧЕРНЯТИН, инженеры (ВЗИСИ); А. А. ДЕДЮХОВ, инж. (Ижевский механический ин-т)

Прочность фибробетона, армированного различными волокнами

В нашей стране накоплен определенный опыт по исследованию фибробетона, расчету, проектированию и технологии производства строительных конструкций (тонкостенных оболочек, стеновых панелей, аэродромных и дорожных покрытий, свай и др.). При этом в основном применяют стальные фибры и реже стекловолокно [1, 2].

ВЗИСИ совместно с НИИЖБом изучили физико-механические показатели фибробетона, армированного различными волокнами и уплотненного методами многократного прессования, силового вибропроката и вибрированием.

Для армирования бетона использовали щелочестойкое стекловолокно Щ-15 ЖТ, углеродное волокно УКН-5000 и синтетическое высокомодульное волокно (СВМ) по ТУ-606-453—78.

Для приготовления смесей методом многократного прессования применяли портландцемент марки 400 Подольского завода и речной песок с $M_к$=2,7. Предел прочности цемента при сжатии через 28 сут — 36,5, на растяжение — 5,3 МПа, Ц : П=1 : 1, В/Ц=0,33...0,4, количество волокна — 1...1,5 % массы.

Кроме образцов-балочек, армированных фибрами из волокна длиной 10...15 и 20...25 мм, изготовили образцы с ориентированной арматурой в бетоне с использованием ткани из СВМ-волокна, расположенной на расстоянии 1 см от нижней плоскости балочки. Для сравнения прочности фибробетонных образцов, армированных различными волокнами и тканью, служили эталонные образцы из неармированного цементно-песчаного бетона.

Статические испытания фибробетона проводили на образцах размером 10×10×40 см в соответствии с ГОСТ 10180—78. Составы фибробетонной смеси для образцов, изготовленных методом повторного прессования, приведены в табл. 1.

При прессовании бетонной смеси форму покрывали резиновым листом толщиной 15 мм. Давление прессования 3 МПа повышали в течение 10 с, выдерживали его 30 с, а затем снижали до 0. Этот процесс повторяли 3 раза. При прессовании из бетонной смеси отжималась часть воды затворения. После формования образцы подвергали ТВО по режиму 3+6+3 ч при $t_{из}$=80 °С.

Образцы методом силового вибропроката изготовили на базе НИИСА Госстроя АрмССР. При этом использовали портландцемент марки 400 и местный кварцевый песок с $M_к$=2,2. Предел прочности цемента через 28 сут на сжатие 38,2, на растяжение 5,4 МПа, Ц : П=1 : 1, В/Ц — 0,35, количество волокон — 2 % массы.

Фибробетонную смесь приготовляли в бетоносмесителе. Метод силового вибропроката заключается в том, что уплотнение изделий происходит вследствие вибрационного воздействия со всех сторон. Бетонная смесь в формах уплотняется в процессе их вибрации, ударной вибрации валков, совмещенной с обжатием смеси под валками, и последующей калибровкой изделий по заданным размерам.

При изготовлении балочек методом виброуплотнения фибробетонную смесь приготовляли вручную. Состав бетонной смеси Ц : П=1 : 1, В/Ц=0,45, количество волокна — 2 % массы. Смесь укладывали в формы-балочки и уплотняли на стандартном вибростоле.

Затем образцы в течение 28 сут выдерживали в камере нормального твердения.

Предел прочности при сжатии, прочность на растяжение и прочность на растяжение при раскалывании определяли на образцах-балочках согласно ГОСТ 10180—78.

Испытаниями установлено, что введение различных волокон для армирования бетона повысило прочность на сжатие до 30 %, на растяжение и на растяжение при раскалывании в 3,2 и 2,4 раза.

Таблица 1

Вид волокна	Состав смеси, кг/м³				В/Ц	Содержание волокна, %
	Ц	П	В	волокно		
Эталон	1000	1000	330	—	0,33	—
Стекловолокно	900	900	360	33,0	0,40	1,50
СВМ	880	880	352	21,5	0,40	1,00
Углеродное	900	900	360	33,0	0,40	1,50
Ткань из СВМ-волокна	1000	1000	350	3,0	0,35	0,14

Наиболее высокими физико-механическими характеристиками обладал фибробетон с СВМ-волокном (сопротивление растяжению составляло 24,7 МПа). По сравнению с бетоном без волокон прочность на растяжение при изгибе у фибробетона выше в 5 раз, прочность на растяжение при раскалывании в 2,4 раза, в то время как прочность при сжатии — только в 1,2 раза. Фибробетон с СВМ-волокном обладает повышенной пластичностью и растяжимостью. Если при испытании балочки снять нагрузку после образования в ней трещины то она закроется.

Фибробетон с СВМ-волокном по сравнению с фибробетоном на стекловолокне имеет в 2 раза более высокую прочность на растяжение при изгибе и в 1,5 раза на растяжение при раскалывании.

Хорошие результаты получены при армировании бетона тканью из СВМ-волокна. Использование одного слоя увеличило прочность на растяжение при изгибе по сравнению с эталонным образцом в 2 раза. При этом расход армирующего материала в 7 раз меньше, чем при дисперсном армировании.

Испытания образцов, изготовленных методом силового вибропроката, показали, что максимальная прочность на растяжение отмечается в образцах, армированных СВМ-волокном (18 МПа), что в 3,5 раза выше, чем у эталонных. Прочность на растяжение образцов, армированных стекловолокном, примерно в 3 раза превышает эталонную.

Испытаниями половинок балочек на сжатие (после испытаний их на растяжение) установлено, что введение волокна повышает прочность бетона всего на 15...25 %.

Сопоставляя приведенные данные, можно сделать вывод, что при многократном прессовании прочность на растяжение примерно на 30 % выше, чем при силовом вибропрокате.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

В табл. 2 приведены результаты испытаний образцов фибробетона, приготовленного по различной технологии на растяжение и сжатие. Наилучшие прочностные показатели достигаются при многократном прессовании и применении СВМ-волокна.

Следует отметить также, что армирование бетона указанными волокнами (1...2 % массы) позволяет увеличить в 3...4 раза морозостойкость по сравнению с эталоном.

Технико-экономические расчеты свидетельствуют о том, что использование отходов СВМ-волокна для армирования бетона дает возможность снизить

Таблица 2

Вид волокна	Технология изготовления образцов		
	Вибрирование	Силовой вибропрокат	Многократное прессование
Эталон	32/4,2	40/5,0	39/7,8
Стекловолокно	46/9,3	51/14,5	50/12,0
СВМ	39/15,8	43/18,0	46/24,7
Углеродное	37/12,6	48/13,5	50/12,7
Ткань из СВМ-волокна	34/7,2	—/—	40/15,9

Примечание. Перед чертой — прочность бетона на сжатие; после черты — на растяжение, МПа.

для различных изделий и конструкций расход бетона на 15...25 %, трудоемкость на 20...30 %, расход арматурной стали до 75...80 % (некоторые изделия и конструкции можно изготовлять вообще без арматуры), стоимость до 20... 30 р. на 1 м^3, повысить долговечность.

Эффективность фибробетонных конструкций подтверждается также зарубежным опытом (Япония, США, ФРГ и др.).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Фибробетон и его применение в строительстве / Под ред. Б. А. Крылова, К. М., Королева // Тр. ин-та / НИИЖБ.—1979.—173 с.
2. Крылов Б. А. Фибробетон и его свойства. — М.: ЦИНИС, 1979. 44 с.

УДК 666.97.035.055

М. И. БРУССЕР, канд. техн. наук (НИИЖБ); А. Н. МОКРУШИН, канд. техн. наук, С. В. РАСКОПИН, инж. (Пермский политехнический ин-т)

Об ускоренной оценке активности цемента и прочности бетона

Определение активности цементов по ГОСТ 310.4—81 является длительным процессом и не позволяет проводить текущий контроль качества вяжущего и регулирование состава бетона. Строители-технологи на практике обычно пользуются прямыми или косвенными методами экспрессной оценки активности цемента.

Условия определения прочностных свойств вяжущего иногда далеки от реальных производственных, что затрудняет ориентацию потребителя цемента при подборе состава бетона и назначения режимов тепловлажностной обработки (ТВО). При оценке активности цемента непосредственно в бетоне интерпретация результатов упрощается, так как условия проведения экспериментов максимально приближаются к технологии производства бетона. Такой метод прогнозирования активности цемента основан на том, что при равной степени уплотнения бетонной смеси и одинаковых условиях твердения прочность бетона правильно подобранного состава лимитируется прочностью цементного камня.

Одной из наиболее широко применяемых в практике ускоренных методик определения активности цемента является методика [1]. К сожалению, используя ее, потребители цемента не всегда получают достаточную точность прогнозирования, так как не учитывается различная кинетика твердения цементов в условиях ТВО. Некоторые исследователи [2, 3] предлагают повысить точность прогнозирования активности цемента и прочности бетона введением поправочных коэффициентов на изменение минералогического состава цемента, содержания гинса, активных минеральных добавок и т. д. Но, как показала практика, учесть отклонения вещественного, химико-минералогического, гранулометрического составов вяжущего, режима обжига и охлаждения клинкера в одной методике затруднительно.

Таблица 1

Завод-изготовитель	Вид и марка цемента	$K_{эф}$	Группа по эффективности при пропаривании	Время выборки результатов испытаний, гг.	Число партии цемента	$V_{k_{эф}}$, %
Горнозаводский	ПЦ 400	0,68	I	1986—1987	592	6,2
»	ПЦ 500	0,69	I	1986—1987	138	4,5
Магнитогорский	ШПЦ 400	0,65	II	1986—1987	133	7,5
Нижнетагильский	ШПЦ 400	0,59	II	1985—1987	28	5,9
Брянский	ПЦ 500	0,55	III	1986—1987	24	4,3
Николаевский	ПЦ 400	0,54	III	1985—1987	689	5,4
«Октябрь»	ПЦ 400	0,64	II	1987	38	4,8
«Первомайский»	ПЦ 500	0,56	III	1987	24	5,1

Достаточно надежным критерием, характеризующим кинетическую направленность твердения цемента в условиях ТВО, может служить коэффициент эффективности цемента при пропаривании, представляющий собой отношение активности при пропаривании к активности цемента по ГОСТ 310.4—81. Коэффициент вариации коэффициента эффективности цемента при пропаривании $V_{к_{эф}}$ показывает (табл. 1), что для отдельного завода-изготовителя этот показатель является стабильной величиной.

Кинетическая направленность твердения цемента в условиях ТВО определенного завода-изготовителя как бы генетически заложена в вяжущее, а коэффициент при пропаривании соответственно является одним из его генетических кодов.

Введенное в ГОСТ 22236—85 разделение цементов на группы по эффектив-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ности при пропаривании в зависимости от коэффициента эффективности цемента позволяет не только качественно оценить цемент, назначить экономичные режимы ТВО бетона, но и, как показали исследования, определить количествен ные зависимости и корреляционные связи прочности бетона и цемента для каждой из групп цементов.

Переходные коэффициенты прочности цемента к прочности бетона определяли по данным лабораторных испытаний образцов, изготовленных и испытанных по ГОСТ 10180—78, и активности цемента, определенной на заводе по ГОСТ 310.4—81.

Для приготовления бетонных образцов применяли равноподвижные бетонные смеси с О. К.=2 ... 4 см. Из каждой партии цемента изготовляли бетоны трех составов: при Ц/В=1,5—1 : 2,87 : 4,13; при Ц/В=2,0—1 : 1,94 : 3,04; при Ц/В= =2,5—1 : 1,40 : 2,38. В эксперименте использовали цементы десяти цементных заводов: Горнозаводского, Магнитогорского, Брянского, Воскресенского, Белгородского, Нижнетагильского, Старооскольского, Николаевского, «Первомайского» ,«Октябрь», относящихся к различным группам по эффективности при пропаривании. Для каждого завода испытывали не менее 12 партий цемента.

В качестве крупного заполнителя применяли карбонатный щебень с максимальной крупностью зерен до 20 мм, мелкого — кварцевый песок с $M_к=1,7$. Заполнители удовлетворяли требованиям ГОСТ 10268—80. Режим ТВО был принят 2+3+6+2 ч при температуре изотермической выдержки 85 °С.

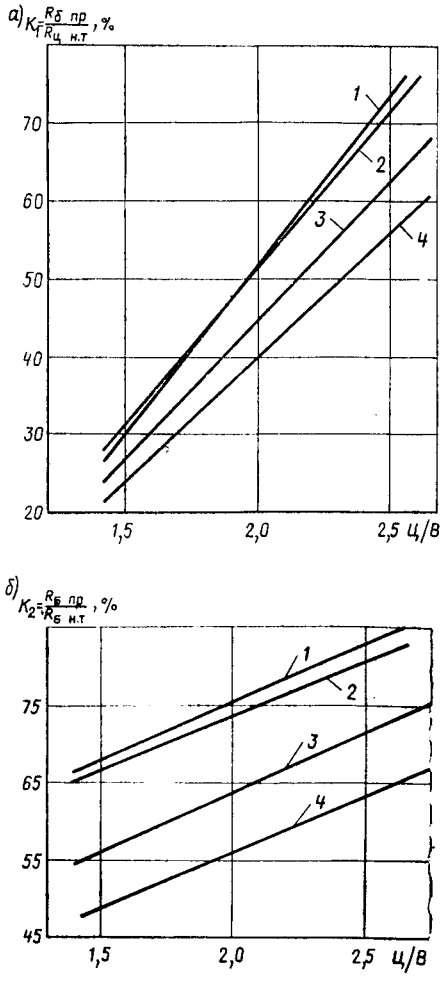
По экспериментальным данным для бетона каждого состава рассчитывали коэффициенты прочности цемента и бетона:

$$K_1 = \frac{R_{б\,пр}}{R_ц}; \quad K_2 = \frac{R_{б\,н.т}}{R_{б\,пр}};$$

$$K_3 = \frac{R^{28}_{б\,пр}}{R_{ц\,н.т}}; \quad K_4 = \frac{R^{28}_{б\,пр}}{R_{б\,н.т}},$$

где $R_{б\,пр}$ — прочность образцов после ТВО; $R_{б\,н.т}$ — то же нормального твердения в возрасте 28 сут; $R^{28}_{б\,пр}$ — то же после ТВО и испытанных в возрасте 28 сут; $R_ц$ — активность цемента.

Зависимости, характеризующие рассчитанные коэффициенты от Ц/В, показаны на рисунке, их изменчивость приведена в табл. 2. Методика прогнозирования активности цемента и прочности бетона состоит в следующем. Из паспорта на цемент потребитель узнает его группу по эффективности при пропаривании и активность при пропаривании (см. изм. № 1 в ГОСТ 22236—85).



Зависимость коэффициента прочности пропаренного бетона

а — к активности цемента от Ц/В; *б* — к бетону нормального твердения; *1* — по Рекомендациям [1]; *2 ... 4* — соответственно для I, II и III групп цементов

Таблица 2

Ц/В	K_1	K_2	K_3	K_4
1,43 (1,5)	37 / 10	21 / 8	15 / 12	25 / 17
2,0	20 / 7	15 / 7	15 / 10	16 / 12
2,5	17 / 6	16 / 6	14 / 12	17 / 14

Примечание. Над чертой — по Рекомендациям [1], под чертой — по результатам проведенных исследований.

Прочность пропаренного бетона определяют на образцах-кубах, подвергаемых ТВО по вышепредложенному режиму. Составы бетонной смеси можно применять, как указанные в данной статье, так и предложенные в Рекомендациях [1]. Образцы испытывают через 4 ч после ТВО. По зависимости на рисунке определяют коэффициенты прочности цемента и бетона — K_1 и K_2 для цементов соответствующих групп по эффективности. Активность цемента и прочность бетона нормального твердения определяют по формулам:

$$R_ц = R_{б\,пр}/K_1; \qquad (1)$$

$$R_{б\,н.т}\,R_{б\,пр}/K_2. \qquad (2)$$

При невозможности проведения опытных испытаний технолог-строитель для определения активности цемента может использовать показатель активности цемента при пропаривании $R_{ц\,пр}$

$$R_ц = R_{ц\,пр}/K_{эф}, \qquad (3)$$

где $K_{эф}$ — коэффициент эффективности цемента при пропаривании.

Значение $K_{эф}$ для цементов I группы составляет 0,68 ... 0,8, для II — 0,57 ... 0,68, для III — 0,45 ... 0,56.

Прогнозируемая активность цемента и прочность бетона по предложенным коэффициентам для отдельных партий цемента приведена в табл. 3.

Таблица 3

Завод-изготовитель	Активность цемента по ГОСТ 310.4—81, МПа	Ц/В бетона	Прогнозируемая активность цемента, МПа	Фактическая прочность бетона, МПа, в 28 сут	Прогнозируемая прочность бетона, МПа, в 28 сут
Брянский	51,4	1,5	53,4	27,9	26,7
	51,4	2,5	49,8	45,6	44,3
Горнозаводский	52,0	2,0	52,9	40,0	38,1
	52,0	1,5	37,8	19,0	18,5
Нижнетагильский	39,3	2,0	39,1	27,0	28,4
	39,3	2,5	38,0	26,9	34,4
Пикалевский	44,5	1,5	43,3	18,4	20,2
	44,5	2,0	44,2	29,9	31,7
	44,5	2,5	44,4	38,7	39,3

Анализ предложенных зависимостей показал, что методика, учитывающая кинетику твердения цементов в условиях ТВО, намного повышает точность прогнозирования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по ускоренной оценке качества цемента в бетоне и назначению его состава. — М.: Стройиздат. 1975. — 23 с.
2. Темкин Е. С., Кривошлыков В. Г. К вопросам ускоренной оценки качества цемента в бетоне и оптимальной доле песка в смеси // Строительство и архитектура Узбекистана. — 1981. — № 3. — С. 1—4.
3. Определение активности цемента по прочности мелкозернистого бетона / И. А. Сулковский, П. С. Григорянц, М. И. Воловик и др. // Строительство и архитектура Узбекистана. — 1980. — № 1. — С. 38—40.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.012.035

А. П. КИРИЛЛОВ, д-р техн. наук, проф. (Минэнерго СССР); И. Т. МИРСАЯПОВ, канд. техн. наук (Ивановский инженерно-строительный ин-т)

Совершенствование методики расчета на выносливость по нормальному сечению

В настоящее время железобетонные конструкции на выносливость рассчитывают в предположении упругой работы бетона. Выносливость считается обеспеченной, если максимальные напряжения в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре, возникающие от действия многократно повторяющейся нагрузки с постоянными характеристиками ($\rho_м$ = const, M_{max} = const), не превышают пределов выносливости. Пределы выносливости бетона и арматуры определяют при центральном приложении стационарной ($\rho = P_{min}/P_{max}$ = const) многократно повторяющейся нагрузки.

Такой условный подход к расчету на выносливость противоречит действительному напряженно-деформированному состоянию конструкций при многократно повторяющихся нагрузках [1].

В процессе многократно повторяющихся нагружений в изгибаемых элементах вследствие проявления виброползучести бетона сжатой зоны в связанных условиях происходит непрерывное перераспределение усилий между бетоном сжатой зоны и растянутой арматурой, что увеличивает напряжения и коэффициенты асимметрии цикла напряжений в растянутой арматуре и уменьшает их в бетоне сжатой зоны.

В источнике [1] рассмотрен инженерный метод расчета на выносливость, базирующийся на результатах работ [1, 2].

Текущие значения напряжений и коэффициентов асимметрии цикла напряжений ко времени t или к моменту усталостного разрушения:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_b^{max}(t) &= \sigma_b^{max}(t_0) - \sigma_b^{доп}(t); \\ \sigma_s^{max}(t) &= \sigma_s^{max}(t_0) + \sigma_s^{доп}(t); \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

$$\left.\begin{aligned} \rho_{bt} &= \frac{\rho_м\,\sigma_b^{max}(t_0) - \sigma_b^{доп}(t)}{\sigma_b^{max}(t_0) - \sigma_b^{доп}(t)}; \\ \rho_{st} &= \frac{\rho_м\,\sigma_s^{max}(t_0) + \sigma_s^{доп}(t)}{\sigma_s^{max}(t_0) + \sigma_s^{доп}(t)}, \end{aligned}\right\} \quad (2)$$

где $\sigma_b^{доп}(t)$, $\sigma_s^{доп}(t)$ — дополнительные напряжения в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре, возникающие вследствие проявления виброползучести бетона [1, 2]; $\sigma_b^{max}(t_0)$, $\sigma_s^{max}(t_0)$ — начальные напряжения.

Для принятой расчетной схемы (см. рисунок) начальные напряжения в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре устанавливают исходя из условий равновесия:

в бетоне

$$\sigma_b^{max}(t_0) = \frac{2\,M_{max}}{\xi\,[(1+\lambda) - 0{,}33\,\xi\,(1+\lambda+\lambda^2)]\,b\,h_0^2}, \quad (3)$$

в арматуре

$$\sigma_s^{max}(t_0) = \alpha\,\sigma_b^{max}(t_0)\,\frac{1-\xi}{(1-\lambda)\,\xi}, \quad (4)$$

где ξ — относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{-\mu\,\alpha + \sqrt{(\mu\,\alpha)^2 + 2\,\mu\,\alpha\,(1-\lambda^2)}}{1-\lambda^2};$$

λ — коэффициент пластичности бетона сжатой зоны: $\lambda = 1 - \upsilon$;

$$\mu = \frac{A_s}{b\,h_0}; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b};$$

υ — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны при первом нагружении до максимальной нагрузки цикла и принимаемый по нормам для непродолжительного действия нагрузки.

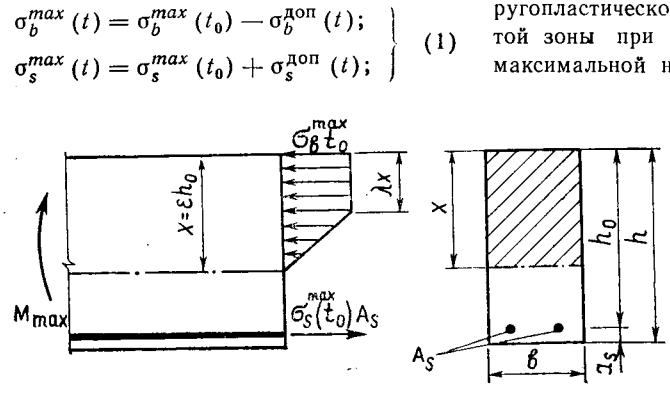


Схема усилий и эпюра напряжений при расчете на выносливость

Подставляя в уравнения (1 ... 2) выражения для $\sigma_b^{доп}(t)$ и $\sigma_s^{доп}(t)$ [1, 2], после некоторых преобразований:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_b^{max}(t) &= \sigma_b^{max}(t_0)\,H_{\sigma_b}; \\ \sigma_s^{max}(t) &= \sigma_s^{max}(t_0)\,H_{\sigma_s}. \end{aligned}\right\} \quad (5)$$

$$\left.\begin{aligned} \rho_{bt} &= \frac{\rho_м - \frac{2}{3}\,\mu\,\frac{1-\xi}{\xi}\,K_{b\rho}\,H_\varepsilon}{1 - \frac{2}{3}\,\mu\,\frac{1-\xi}{\xi}\,K_{b\rho}\,H_\varepsilon}; \\ \rho_{st} &= \frac{\rho_м + \frac{1-\xi}{\xi^2}\,\frac{2\,\mu}{1+\lambda}\,K_{b\rho}\,H_\varepsilon}{1 + \frac{1-\xi}{\xi^2}\,\frac{2\,\mu}{1+\lambda}\,K_{b\rho}\,H_\varepsilon}, \end{aligned}\right\} \quad (6)$$

где H_{σ_b}, H_{σ_s} — функции накопления напряжений в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре:

$$H_{\sigma_b} = 1 - \frac{2}{3}\,\mu\,\frac{1-\xi}{\xi}\,K_{b\rho}\,H_\varepsilon;$$

$$H_{\sigma_s} = 1 + \frac{2\,(1-\xi)}{\xi^2}\,\frac{\mu}{(1+\lambda)}\,K_{b\rho}\,H_\varepsilon;$$

H_ε — функция накопления деформаций: $H_\varepsilon = C(t, t_0) S^0_{к.п}\left(\frac{\sigma_b}{R_b}\right) E_s$ (табл. 1); $K_{b\rho}$ — коэффициент виброползучести: $K_{b\rho} = 2 - \rho_м$; $C(t, t_0)$ — мера ползучести бетона [2]; $S^0_{к.п}\left(\frac{\sigma_b}{R_b}\right)$ — коэффициент нелинейности деформаций ползучести [2].

После преобразований выражений в (6) и упрощения

$$\left.\begin{aligned} \rho_{bt} &= \frac{\rho_м - \mu\,\Delta\,b\,K_{b\rho}\,H_\varepsilon}{1 - \mu\,\Delta\,b\,K_{b\rho}\,H_\varepsilon}; \\ \rho_{st} &= \frac{\rho_м + \mu\,\Delta\,s\,K_{b\rho}\,H_\varepsilon}{1 + \mu\,\Delta\,s\,K_{b\rho}\,H_\varepsilon}; \end{aligned}\right\} \quad (7)$$

$$\left.\begin{aligned} H_{\sigma_b} &= 1 - \mu\,\Delta\,b\,K_{b\rho}\,H_\varepsilon; \\ H_{\sigma_s} &= 1 + \mu\,\Delta\,s\,K_{b\rho}\,H_\varepsilon; \end{aligned}\right\} \quad (8)$$

где

$$\Delta b = \frac{2\,(1-\xi)}{3\,\xi}; \quad \Delta s = \frac{2\,(1-\xi)}{\xi^2\,(1+\lambda)}$$

(табл. 2).

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 1

$\frac{\sigma_b^{max}(t_0)}{R_{b,\,ser}}$	H_ε для бетона классов						
	B15	B20	B25	B30	B40	B45	B55
0,4	2,30	1,25	2,06	1,79	1,39	0,99	0,65
0,5	2,42	2,33	2,12	1,82	1,40	1,00	0,65
0,6	3,03	2,71	2,56	1,91	1,45	1,03	0,66
0,7	4,56	3,12	2,96	2,12	1,57	1,09	0,69

Таблица 2

μ	$\frac{\Delta b}{\Delta s}$ для бетона классов						
	B15	B20	B25	B30	B40	B45	B55
0,005	1,62 / 10,62	1,76 / 12,26	1,88 / 13,74	1,95 / 14,64	2,06 / 16,22	2,12 / 17,02	2,21 / 18,22
0,010	1,07 / 5,31	1,16 / 6,11	1,23 / 6,75	1,30 / 7,36	1,67 / 8,12	1,42 / 8,50	1,46 / 8,98
0,015	0,83 / 3,55	0,90 / 4,08	0,96 / 4,49	1,03 / 5,03	1,08 / 5,42	1,11 / 5,65	1,15 / 5,98
0,030	0,52 / 1,78	0,57 / 2,03	0,61 / 2,26	0,64 / 2,40	0,69 / 2,71	0,71 / 2,82	0,74 / 2,98

Таблица 3

Источник	b, см	h, см	μ, %	R_b, МПа	σ_y, МПа	$\frac{M_{max}}{M_{разр}}$	$\frac{M_{min}}{M_{разр}}$	σ_s (t), МПа	ρ_{st}
[3]	15	30	1,880	40	400	0,437	0,22	216,8/206,2	0,32/0,34
	15	30	1,880	40	400	0,768	0,52	385,4/346,0	0,59/0,54
	15	30	1,880	40	400	0.748	0,52	363,3/330,78	0,59/0,54
[4]	10	22	2,000	33	470	0,548	0,18	244,0/353,0	0,41/0,36
	10	22	2,000	33	470	0,548	0,30	321,3/351,3	0,45/0,42
	10	22	2,000	33	470	0,548	0,60	291,0/328,2	0,72/0,66
[5]	18	30	1,385	38	400	0,528	0,25	212,0/228,3	0,37/0,34
	18	30	1,390	38	400	0,472	0,25	195,0/207,2	0,36/0,34
	18	30	1,406	38	400	0,472	0,25	194,0/203,7	0,36/0,34

Примечание. Перед чертой — опытные значения, после черты — расчетные.

Выносливость железобетонных конструкций оценивают исходя из условий:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_b^{max}(t_0) &\leqslant \frac{1}{H_{\sigma_b}}\,\gamma_{b1}\,R_b; \\ \sigma_s^{max}(t_0) &\leqslant \frac{1}{H_{\sigma_s}}\,\gamma_{s3}\,\gamma_{s4}\,R_s, \end{aligned}\right\} \quad (9)$$

где $\sigma_b^{max}(t_0)$, $\sigma_s^{max}(t_0)$ — начальные напряжения в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре при первом загружении до максимальной нагрузки цикла; H_{σ_b}, H_{σ_s} — функции накопления напряжений в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре; $\gamma_{b1}=f_1(\rho_{bt})$, $\gamma_{s3}=f_2(\rho_{st})$; $\gamma_{s4}=f(\rho_{st})$ — коэффициенты условий работы бетона и арматуры, численные значения которых принимают по СНиП 2.03.01—84 или СНиП II-56-77 в зависимости от фактических значений ρ_{bt} и ρ_{st}.

Сопоставление опытных и расчетных величин $\sigma_s(t)$ и ρ_{st}, определяемых по предлагаемой методике, приведено в табл. 3.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кириллов А. П., Мирсаяпов И. Т. Влияние виброползучести на выносливость железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. — 1986. — № 1. — С. 45—46.
2. Кириллов А. П., Мирсаяпов И. Т. Рекомендации по расчету сборно-монолитных железобетонных конструкций на выносливость по нормальному сечению. — М.: Гидропроект, 1984, 30 с.
3. Самбор Ю. В. Исследование выносливости железобетонных балок // Труды координационных совещаний по гидротехнике. — М., 1970. — Вып. 54. — С. 174—178.
4. Левчич В. В., Кваша В. Г. Расчет выносливости, прогибов и ширины раскрытия трещин при многократно повторяющихся нагрузках // Вестник Львовского политехнического института: Вопросы современного строительства. — 1977. — Вып. 113. — С. 13—24.
5. Михайлов К. В., Селюков В. М. О напряженном состоянии железобетонных балок при многократно повторяющихся нагрузках // Бетон и железобетон. — 1963. — № 8 — С. 341—345.

УДК 624.012.45:046(083.75)

О. Ф. ИЛЬИН, канд. техн. наук, Ю. П. ГУЩА, д-р техн. наук, В. Г. ЦАЙ, инж. (НИИЖБ)

Общий случай расчета деформаций в рамках методики СНиП 2.03.01—84

В области упругой работы арматуры формула (160) норм позволяет оценивать кривизну железобетонных элементов различной формы поперечного сечения и с любым армированием. Однако эмпирическое выражение (161) для подсчета относительной высоты сжатой зоны ограничивает область действия зависимости (160).

Выражение (161) распространяется лишь на элементы прямоугольного сечения и таврового с однорядным армированием в сжатой и растянутой зонах. В практике проектирования возможны случаи, когда СНиП не позволяет рассчитывать деформации. При этом приходится прибегать к различным упрощающим приемам. Так, при действии косого изгиба или внецентренного сжатия форма сжатой зоны может принимать различное очертание, при этом армирование, как правило, оказывается распределенным по высоте сечения. Всесторонним анализом методики норм установлено, что высоту сжатой зоны можно определять исходя из предположения упругой работы бетона по схеме, приведенной на рисунке.

ВОЛО... областн... им. И. ...
Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Принимая распределение напряжений по высоте сжатой зоны линейным, напряжение $\sigma_b(y)$ на любом уровне y от нейтральной оси выражают через краевое напряжение $\sigma_в$: $\sigma_b(y) = \sigma_b \frac{y}{x}$.

При этом равнодействующая усилий, воспринимаемая сжатой зоной бетона,

$$N_b = \int_0^x \sigma_b(y)\, b(y)\, dy = \int_0^x \sigma_b \frac{y}{x}\, b(y)\, dy = \sigma_b \frac{S_b}{x}, \quad (1)$$

где $b(y)$ — ширина, или сумма ширин сечения элемента на уровне от нейтральной оси; S_b — статический момент площади сжатой зоны; x — высота сжатой зоны.

Деформации в i-том стержне арматуры ε_{si} выражают через краевые деформации бетона ε_b, исходя из плоского поворота сечений

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_b \frac{h_{0i} - x}{x} + \varepsilon_{pi}, \quad (2)$$

где h_{0i} — расстояние от i-того стержня арматуры до нейтральной оси; ε_{pi} — деформации в i-том стержне арматуры, вызванные усилием преднапряжения.

Из условия равновесия проекции всех внутренних и внешних сил на продольную ось элемента при принятом допущении ($\sigma_b = E_b\varepsilon_b$ и $\sigma_{si} = E_{si}\varepsilon_{si}$), получаем выражение, из которого можно найти x для любой формы поперечного сечения и армирования (см. рисунок)

$$S_b = \sum_{i=1}^{n} \alpha_i S_{si} + \frac{N + \sum_{i=1}^{n} P_i}{M_u - N(e_0 - x) - \sum_{i=1}^{n} P_i (h_{0i} - x)} \times \left(\frac{S_b^2}{A_b} + \sum_{i=1}^{n} \alpha_i I_{si}\right), \quad (3)$$

где M_u — изгибающий момент; N — продольная сила, принимаемая при растяжении со знаком «минус»; P_i — усилие от преднапряжения; e_0 — расстояние от силы N до крайнего сжатого волокна сечения; I_{si} — момент инерции i-того стержня арматуры относительно нейтральной оси.

Кривизну элемента вычисляют по средним краевым деформациям в бетоне $\varepsilon_b\psi_b$ и арматуре $\varepsilon_s\psi_s$. Для этого условно предположим, что стержень с бесконечно малой площадью проходит по краевому волокну растянутой грани сечения. Тогда

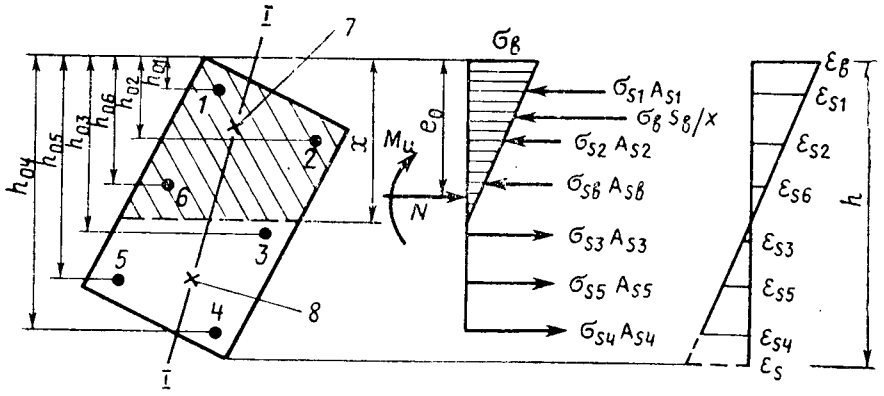


Схема усилий и эпюра напряжений и деформаций в сечении нормальном к продольной оси железобетонного элемента в общем случае расчета по деформациям

I—I — плоскость, параллельная плоскости действия изгибающего момента, или плоскость, проходящая через точки приложения продольной силы и равнодействующих внутренних сжимающих и растягивающих усилий; *1...6* — арматурные стержни; *7, 8* — точки приложения равнодействующих усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны, а также в растянутой арматуре

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_s\psi_s + \varepsilon_b\psi_b}{h}, \quad (4)$$

где ε_s — деформации условного стержня арматуры.

Оставляя аналогично СНиПу те же значения коэффициентов ψ_b, ψ_s, ν и равнодействующую в бетоне приложенной в геометрическом центре тяжести площади сжатой зоны, получаем выражение для нахождения кривизны элемента

$$\frac{1}{r} = \frac{M_u - N(e_0 - x) - \sum_{i=1}^{n} P_i (h_{0i} - x)}{\left(\frac{S_b^2}{A_b} + \sum_{i=1}^{n} \alpha_i I_{si}\right) E_b h} \times (1 + 0{,}25\,\delta)\left[\psi_s (h - x) + \psi_b x \frac{k}{\nu}\right], \quad (5)$$

где P_i — усилие от преднапряжения в i-том стержне продольной арматуры, определяемое согласно указаниям п. 1.28 СНиПа при σ_{sp} для напрягаемых и σ_s для ненапрягаемых стержней продольной арматуры;

$$\delta = \frac{M}{R_{b,ser} A_b h};$$

$$k = \frac{2 S_b}{A_b x} \geqslant 0{,}5.$$

Эмпирический коэффициент $(1+0{,}25\,\delta)$ получен исходя из условия соответствия численных значений кривизны по формулам (5) и (160) СНиПа.

Коэффициент k приводит в соответствие равнодействующую, вычисленную по выражению (1) с равнодействующей норм $N_b = \sigma_b A_b$.

Сопоставлением результатов расчета по зависимостям (5) и (160) норм установлено, что расхождение значений кривизны во всех случаях не превышают ±3%. Кроме того, формула (5) проверена при испытании изгибаемых элементов треугольного сечения и кососжатых образцов.

Таким образом, в случаях, которые не охватывает СНиП, 2.03.01—84, можно пользоваться выражением (5).

ВНИМАНИЮ ЧИТАТЕЛЕЙ

При ведении статистического контроля прочности бетона согласно ГОСТ 18105-86 специалисты испытывают определенные методологические трудности. Преодолеть их Вам помогут **«Рекомендации по контролю прочности бетона с помощью образцов-кубов по ГОСТ 18105-86»**, разработанные и подготовленные к тиражированию ЦНИИЭПсельстроем.

Материал в Рекомендациях представлен в предельно простой и доступной форме с использованием многочисленных, подробно разобранных примеров, охватывающих все основные случаи статистического контроля на предприятиях и в условиях строительной площадки.

Договорная цена Рекомендаций с учетом компенсационных затрат на разработку и издание — 30 р. за экземпляр.

Если Вы заинтересованы в приобретении данных Рекомендаций, гарантийное письмо с указанием необходимого количества экземпляров просим направить по адресу: 143360, Московская обл., г. Апрелевка, ул. Апрелевская, 65, ЦНИИЭПсельстрой.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 666.9.011

В. И. МИРОШНИКОВ, инж. (КузНИИшахтострой)

Система разработки технологических карт

КузНИИшахтострой предложил технологические карты пяти уровней — на технологические операции, на стадийные технологические процессы, на технологические, вспомогательные и обслуживающие процессы, на производственные операции и на управляемую систему завода (объединения).

Для совершенствования организации труда достаточно иметь карты первого и второго уровней, поскольку технологический процесс можно описать комплектом карт стадийных процессов на приготовление бетона, изготовление арматуры, формование изделий и т. д.

Карта производственного процесса, дающая представление обо всем технологическом процессе, дополнена информацией вспомогательных и обслуживающих процессов. Карта управляемой системы содержит обобщающие сведения по всем переделам завода.

При выпуске сборного железобетона в большинстве случаев технологические операции постоянные — распалубка, чистка, смазка форм, армирование, формование изделий и т. д. Это позволило типизировать информацию. Были выпущены карты типовых технологических операций (КТТО), утвержденные Минуглепромом СССР и изданные в 1980 г. Они включают контроль качества материалов, изделий, форм, прием, складирование и подготовку материалов к производству, приготовление смесей (растворов), изготовление арматурных элементов и каркасов, агрегатно-поточное, конвейерное кассетное или стендовое производство, складирование, хранение и отгрузку готовых изделий.

В состав КТТО входят назначение и область применения, требования к качеству предшествующих операций и к качеству выполняемого передела, организация труда и приемы труда, нормативы времени, допуски, отклонения, методы устранения дефектов, машины, приспособления, инструменты, требования к качеству при сдаточном контроле с первого и второго (и последующих) предъявлений, условия труда и техника безопасности.

Эти разделы дают представление о технологии и организации на рабочем месте, а подбор комплекта КТТО на технологическую линию — информацию по технологии процесса изготовления железобетонных изделий. КТТО позволяет применить метод блочного проектирования процессов. КТТО, кроме того, может служить базой для введения системы управления качеством — входной, технологический и выходной контроль.

Для входного кооперационного контроля информация приведена в разделах «Требования к качеству предшествующих операций» и «Требования к применяемым материалам». Он осуществляется взаимоконтролем между исполнителями работ. Для технологического контроля служит раздел «Требования к выполняемой операции», его производит сам исполнитель работы. Выходной контроль качества осуществляет ОТК по информации, приведенной в разделе «Контроль и оценка качества». Оценка качества изделия и качества труда рабочего может не совпадать, особенно, если качество труда оценивается со второго (и последующих) предъявлений. Оценку труда рабочего в этом случае принимают на балл ниже. Особое значение КТТО приобретают при совместном использовании с картами организации технологических процессов.

Карты организации технологических (стадийных) процессов представляют второй уровень системы. Они содержат технические и производственные возможности цеха (формовочного пролета), перечень выпускаемых изделий и годовую их потребность, расчет такта и ритма выпуска изделий, перечень всех выполняемых операций, их трудоемкость и стоимость, подбор исполнителей, закрепление их за рабочими местами (потоками) после выравнивания трудоемкости и синхронизации процесса с составлением графика работы механизмов и людей, выявление резервов бригады по КТУ и использование их в виде оказания помощи исполнителям на рабочих местах с трудоемкостью работ более 100 %. Например, такт выпуска изделий равен 30 мин. На одном рабочем месте трудоемкость 24, на другом — 35 чел.-мин. В начале смены бригадир даст задание первому рабочему оказывать помощь второму в размере 5 чел.-мин (но не более 6 чел.-мин), до полной его загрузки работой (для выравнивания трудоемкости за каждый такт). В итоге всей бригаде не потребуется ждать окончания работ большей трудоемкости.

Наличие такой информации дает возможность применения гибкой организации труда. В бригаде может быть принят любой из трех вариантов расстановки людей. Рабочие могут выполнять задания различной трудоемкости, при этом им заранее объявляют КТУ (в данном случае 0,8 и 1,18). Во втором случае рабочие меняются местами через каждый такт (30 мин), при этом загруженность каждого за смену остается одинаковой. По третьему варианту выдается задание на оказание помощи в регламентированном размере.

Являясь элементами общей системы технологических карт в производстве, карты типовых решений организации рабочих мест и организации технологических процессов—воздействующий фактор. Они повышают производительность труда рабочих. Это снижает себестоимость изделий вследствие уменьшения доли условно-постоянных расходов (цеховых, общезаводских и т. д.) на единицу изделия.

Бригадная форма организации и стимулирования труда существует уже много лет. Однако научную организацию труда можно осуществлять только при наличии КТТО и карт организации технологических процессов изготовления железобетонных изделий, т. е. системы технологических карт и системно-структурного подхода при их разработке.

Эта система позволяет избирательно пользоваться картами. Рабочему выдается КТТО и эскиз (рисунок) изделия, мастеру (или начальнику любого ранга) — карта организации технологического процесса, в которой не требуется повтора описания технологии. Бригадная форма организации и стимулирования труда таким путем усиливается.

Вследствие совершенствования организации производства, выполнения технологической подготовки производства, одна из главных задач которой заключается в разработке технологических карт, получен значительный экономический эффект — на Прокопьевском заводе КПД — 145,3, на Березовском заво-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

де КПД — 90,9, на Нерюнгринском заводе КПД — 104, на заводе Стройдеталь — 49 тыс. руб. в год.

Выводы

Доказана возможность улучшения на научной основе бригадной системы организации труда.

Использован метод «блочного» проектирования технологических процессов изготовления сборного железобетона. При этом в несколько раз сокращаются трудозатраты технологов при привязке карт типовых решений организации рабочих мест.

Создана база для введения системы управления качеством на трех этапах (входной, технологический и выходной контроль).

Наличие системы технологической документации позволяет совершенствовать организацию производства и анализировать его, а также использовать ее при аттестации рабочих мест и технологических линий.

КООПЕРАТИВ «СМ»

ПРЕДЛАГАЕТ

ФИЛЬТРУЮЩУЮ ПОЛУМАСКУ ОРИГИНАЛЬНОЙ КОНСТРУКЦИИ

Она предназначена для защиты человека от вредных пылевидных примесей воздуха в целом ряде производств: строительной и цементной промышленности, черной и цветной металлургии, горнодобывающей и горноперерабатывающей промышленности, при производстве и использовании удобрений, в пищевой промышленности. Полумаску можно успешно использовать в целях гражданской обороны.

Специальными исследованиями установлено, что фильтрующая полумаска не только механически удерживает относительно крупные частицы, но и обладает свойством эффективно адсорбировать мелкодисперсные частицы взвеси всей поверхностью и объемом материала, в том числе при малых концентрациях взвеси.

Кроме прекрасных фильтрующих свойств, полумаска обладает рядом других положительных качеств для использования ее в средствах индивидуальной защиты:

- низкое, почти не ощутимое сопротивление дыханию
- достаточно высокая прочность материала
- невысокая стоимость и доступность исходного сырья
- гигиеничность

Защитная полумаска удобна в использовании, надежно удерживается на лице во время работы, так как имеет фиксирующие участки на носу, подбородке и крепление на голове при помощи двух резинок. Наличие металлической оправки в верхней части полумаски позволяет уменьшить подсос пыли.

ЖДЕМ ВАШИХ ЗАЯВОК!

АДРЕС КООПЕРАТИВА «СМ»:
111399, МОСКВА, ФЕДЕРАТИВНЫЙ ПРОСПЕКТ, Д. 5, КОРП. 2,
ТЕЛ. 305-71-80, 305-71-30

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.87 : 693.554 : 620.197

В. Ф. СТЕПАНОВА, канд. техн. наук, И. И. КУРБАТОВА, канд. хим. наук,
В. Г. АБРАМКИНА, Л. П. ХАРИТОНОВА, инженеры (НИИЖБ)

Определение и влияние гидравлической активности заполнителя на коррозию арматуры

Снижение материалоемкости и энергоемкости железобетонных конструкций связано с широким применением в технологии бетона отходов промышленности (зола, шлак), природных заполнителей и различных местных материалов (вулканические туфы, шлаки, пепел, трепел, диатомит, силикатная пыль и т. п.).

Использование этих материалов вместо части цемента или в качестве заполнителя позволяет экономить цемент и дефицитный крупный заполнитель, однако может снизить долговечность конструкций. Одно из направлений повышения долговечности заключается в обеспечении сохранности арматуры в бетоне. Применение этих материалов при изготовлении бетона может снизить pH жидкой фазы бетона вследствие интенсивного связывания CaO активными составляющими заполнителя, что приводит к развитию коррозии арматуры.

Основная задача при подборе состава бетона с введением отходов — обеспечение первоначальной пассивности стали (первичная защита), что может быть достигнуто варьированием расхода цемента на 1 м³ бетона с учетом способности заполнителя связывать гидроксид кальция. Для оперативной корректировки состава бетона необходима экспресс-методика для оценки гидравлической активности.

Известные в настоящее время методы установления гидравлической активности не дают однозначного решения.

Авторы сопоставили методики определения гидравлической активности пористого заполнителя АрмНИИСА [1] и НИИЖБа [2]. По двум методикам испытали более 20 различных материалов:

Кармарашинский шлак	34,72/38,15
Горелая порода фракции 0—0,14 мм	56,56/51,43
То же фракции 0,14—0,315 мм	33.04/35,56
Пемза литоидная фракции 0—5 мм	50,40/62,74
Туф артикский фракции 0—0,14 мм	35,28/35,0
Туф агавнатунский	34,23/33,85
Керамзит	7,86/8,4
Песок кварцевый	6,79/7,0
Известняк	4.26/3,95
Доломит	5,88/6,02
Глина	39,98/43,1
Трепел	102,34/—
Диатомит	104,72/—
Силикатная пыль	107,52/—
Зола ТЭЦ-20, Москва	16,62/—
Новоиркутской ТЭЦ	18,55/—
Кемеровской ТЭЦ	17,88/—
Курской ТЭЦ	19,01/—
Рязанской ГРЭС	19,11/—

Перед чертой — содержание CaO, мг/г, по методике НИИЖБа; после черты — то же АрмНИИСА.

В результате установлено, что методика, предложенная АрмНИИСА, при принципиально правильном ходе анализа не отвечает современным достижениям аналитической химии силикатов. Кроме того, она трудоемка — выполнение одной пробы занимает 30, а десяти — 80 ч. По ней невозможно установить гидравлическую активность таких материалов, как трепел, диатомит, силикатная пыль, поскольку после нагревания анализируемого материала с гидроксидом кальция и дальнейшей обработки его концентрированной соляной кислотой прогидратировавшаяся часть кремневой кислоты переходит в коллоидальное состояние и препятствует фильтрованию. Не применима эта методика также и к золам, поскольку в этом случае теряют смысл коэффициенты в формуле для расчета активности.

В ходе экспериментов на различных материалах в методику НИИЖБа внесены изменения: увеличили соотношение между раствором гидроксида кальция и навеской анализируемой пробы; пробу после нагревания по установленному режиму оставляли на 12 ... 15 ч и только после этого производили титрование; ввели дифференциальную активность материала и поправку на изменение растворимости гидроксида кальция при различной температуре. Это обстоятельство обусловлено тем, что при повышении температуры снижается растворимость $Ca(OH)_2$, следовательно, одновременно с поглощением CaO анализируемой пробой материала часть его может выпасть из раствора в осадок.

Количество $Ca(OH)_2$, выделяющегося из насыщенного раствора в результате изменения температуры, различно у материалов разной активности. Оно снижается с увеличением их активности, поскольку с повышением гидравлической активности материалов возрастает скорость поглощения ими CaO. У активных материалов скорость поглощения CaO значительно превышает скорость кристаллизации $Ca(OH)_2$ из растворов. Поэтому величина поправки для материалов различной активности неодинакова.

По ускоренной методике НИИЖБа можно оценить гидравлическую активность не только пористых заполнителей (керамзит, туфы, вулканические шлаки), но и других гидравлически активных материалов (диатомит, трепел, зола). Она проста в исполнении и малотрудоемка — выполнение одной пробы занимает 9 ч, а десяти — 12 ч. Воспроизводимость результатов при этом не хуже, чем по методике АрмНИИСА.

Например, для керамзита по методике НИИЖБа среднее значение активности по данным пяти параллельных опытов составило 8,06 мг/г ($\rho = \pm 0{,}71$), а по данным АрмНИИСА — 7,86 ($\rho = \pm 0{,}93$). Для кармарашенского шлака — 34,72 мг/г ($\rho = \pm 2{,}22$) и 38,15 ($\rho = \pm 2{,}7$).

Кроме определения активности материала провели ускоренные коррозионные испытания стали в растворах и бетонах на исследуемых материалах по методике СЭВ 4421—81 и сняли анодные поляризационные кривые на стали сразу после термообработки. О защитном действии бетона по отношению к стали судили по величине плотности тока при потенциале +300 мВ, а также по площади коррозионного поражения стали.

Анализ полученных результатов позволил классифицировать заполнители на три группы — неактивные, поглощающие CaO <10 мг/г (песок, известняк, доломит, керамзит), активные 10 ... 75 мг/г (туфы, пемзы, вулканические шлаки, глины, золы) и высокоактивные — >75 мг/г (диатомит, трепел, силикатная пыль).

Выводы

Ускоренная методика определения гидравлической активности материала, предложенная НИИЖБом, пригодна для любого активного материала (трепел, золы и т. п.).

Методика АрмНИИСА не применима для материалов с большой удельной поверхностью (трепел, диатомит, микрокремнезем и т. п.), а также для зол.

Активность заполнителя рекомендуется устанавливать на заводах и учитывать при назначении расхода цемента на 1 м³ бетона для обеспечения первичной защиты арматуры от коррозии.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по учету химической («гидравлической») активности мелких заполнителей бетона (песков) из вулканических пористых пород месторождения Армянской ССР. — Ереван: АрмНИИСА, 1985. — 9 с.
2. Руководство по обеспечению сохранности арматуры в конструкционных бетонах на пористых заполнителях в агрессивных средах. — М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1979, 29 с.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.21.45

Е. Н. ЩЕРБАКОВ, д-р техн. наук (ВНИИ транспортного стр-ва); Р. МАМАЖАНОВ, канд. техн. наук (ТашИИТ)

Прогнозирование ресурса конструкций, работающих при режимных нагружениях

Срок службы конструкций — одна из важных характеристик сооружений, однако нормативными документами в настоящее время она, как правило, не регламентируется. Проблема становится особенно актуальной для мостовых железобетонных конструкций, работающих при режимных нагружениях. В последнее время в связи с увеличением интенсивности движения транспортных средств и нагрузок от подвижного состава наблюдается ухудшение эксплуатационного состояния пролетных строений мостов [1], особенно в неблагоприятных климатических условиях.

Во многих случаях причиной выхода конструкций из строя является недостаточная выносливость бетона в различных зонах изгибаемых железобетонных элементов (верхняя плита, стенка, нижний пояс преднапряженных балок).

Разрушение бетона в процессе многократно повторного нагружения начинается задолго до появления макротрещин и характеризуется развитием микроразрушений в структуре бетона. Постепенное развитие микротрещин под воздействием нагрузки нарушает сплошность бетона и снижает его прочность при повторных нагружениях. Накапливаемые таким образом повреждения зависят от уровня и числа циклов приложения нагрузок, истории загружения, влияния климатических и других факторов. Вводимые в рассмотрение параметры меры повреждений должны учитывать эти факторы и по возможности отражать сущность явлений, происходящих в структуре бетона при нагружении.

В работе [2] в качестве меры повреждения принят дифференциальный коэффициент поперечных деформаций ν. Развитие микроразрушений в бетоне сопровождается увеличением ν. Моменту разрушения соответствует критическое значение коэффициента поперечного расширения ν_C. Согласно источнику [2], зная начальное значение ν_0 и ν_C, можно определить количество повторений нагрузок N или время до разрушения под этой нагрузкой T.

Следует отметить большой разброс экспериментальных величин ν, сложность их прогнозирования в стадии проектирования и особенно определения его фактических значений в эксплуатируемых железобетонных конструкциях.

Известно [3], что кинетику развития трещин при многократно повторных нагружениях можно оценить методами линейной механики разрушения [4]. Для оценки меры накопления повреждения в бетоне ψ при числе повторений нагрузки N примем

$$\psi = \frac{K_{1\,0} - K_{1\,N}}{K_{1\,0} - K_{1\,C}}, \qquad (1)$$

где $K_{1\,0}$ и $K_{1\,C}$ — коэффициенты интенсивности напряжений в начале и в конце многократно повторного нагружения; при первом цикле приложения нагрузки ($\psi = 0$) $K_{1\,N} = K_{1\,0}$, в момент разрушения ($\psi = 1$) $K_{1\,N} = K_{1\,C}$;

$$K_{1\,N} = K_{1\,0} \sqrt{\frac{E_N}{E_0}\, N^{\alpha}};$$

$$\alpha = \frac{\ln K_{1\,C} E_0 - \ln K_{1\,0} E_N}{0{,}5 \ln N_C};$$

где E_0, E_N — начальные модули упругости бетона в начале и в конце многократно повторного нагружения; N_C — предельное число циклов нагружения до разрушения бетона [5].

После преобразований

$$\psi = \frac{K_{1\,0}}{K_{1\,0} - K_{1\,C}} \left(1 - N^{\alpha/2} \sqrt{\frac{E_N}{E_0}}\right). \qquad (2)$$

Как видно из выражения (2), определяющим фактором является число циклов нагружения N. Для перехода к реальному времени необходимо знать частоту многократно повторного приложения нагрузки dN/dt.

Мера повреждения структуры бетона от времени зависит в общем случае нелинейно [2, 5]. Введем соотношение из [2]

$$N = \frac{t}{T(q)} N_C, \qquad (3)$$

где q — максимальное напряжение цикла, МПа; t — текущее время с момента загружения, годы; $T(q)$ — ресурс при базовых испытаниях и непрерывном загружении бетонного элемента, годы [5].

При произвольном постоянном максимальном уровне напряжений $q = \text{const}$ уравнение (2) при $\sqrt{E_N/E_0}(N_C)^{\alpha/2} = K_{1\,C}/K_{1\,0}$ [3] после некоторых преобразований можно представить в виде

$$\psi = a \left\{ b - \left[\frac{t}{T(q)} \right]^{\alpha/2} \right\}, \qquad (4)$$

где $a = \dfrac{K_{1\,C}}{K_{1\,0} - K_{1\,C}}$; $b = \dfrac{K_{1\,0}}{K_{1\,C}}$;

$$T(q) = T_C \left(\frac{R_{bf}}{q} \right)^{1/\alpha};$$

T_C — длительность многократно повторного нагружения, соответствующая числу циклов N_C, годы; R_{bf} — предел выносливости бетона на базе числа циклов N_C, МПа.

С увеличением числа циклов загружения мера накопления повреждений изменяется медленно. Поэтому с достаточной точностью разности $\Delta\psi$ по зависимости (4) можно заменить производной $d\psi/dt$. Предположим, что приращение меры повреждения на некотором малом отрезке времени dt зависит лишь от текущего значения на рассматриваемом отрезке ψ времени и от нагрузок, действующих на нем. Тогда дифференциальное уравнение для оценки меры повреждений в соответствии с работой [5]

$$\frac{d\psi}{dt} = \psi'(\psi, q)\, f(q), \qquad (5)$$

где $\psi'(\psi, q)$ — функция, полученная при дифференцировании уравнения меры повреждения по времени t; $f(q)$ — некоторая функция максимального напряжения цикла q.

Функция $\psi'(\psi, q)$ зависит одновременно от ψ и максимального напряжения цикла q, поэтому выражение (5) учитывает влияние предыстории нагружения на накопление повреждений в бетоне [2, 5].

Дифференцируя уравнение (4) по времени и представив полученный результат через ψ, приходим к выражению

$$\psi'(\psi, q) = \frac{a\alpha}{2} \left(b - \frac{\psi}{a} \right)^{\frac{\alpha-2}{\alpha}}. \qquad (6)$$

Функцию $f(q)$ представим в виде [5]

$$f(q) = \frac{1}{T(q)}. \qquad (7)$$

В результате уравнение (5) для определения кинетики накопления меры повреждений в бетоне выражается зависимостью

$$\frac{d\psi}{dt} = \frac{a\alpha}{2} \left(b - \frac{\psi}{a} \right)^{\frac{\alpha-2}{\alpha}} \frac{1}{T(q)}. \qquad (8)$$

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

При $q=\text{const}$ переменные в уравнении (8) разделяются так, что

$$\frac{2}{a\alpha}\int_0^{\psi}\frac{d\psi}{\left(b-\frac{\psi}{a}\right)^{\frac{\alpha-2}{\alpha}}}=\sqrt{\frac{E_N}{E_0}}\int_0^t\frac{d\tau}{T[q]}. \quad (9)$$

Значение левой части в уравнении (9) исходя из условий, накладываемых на функции $\psi'(\psi, q)$ и $f(q)$, должно быть нормировано [5]. Поскольку

$$\frac{2}{a\alpha}\int_0^1\frac{d\psi}{\left(b-\frac{\psi}{a}\right)^{\frac{\alpha-2}{\alpha}}}=1-b^{2/\alpha}\neq 1, \quad (10)$$

то для приведения уравнения (9) к виду (5) следует принять

$$f(q)=\frac{1}{(1-b^{2/\alpha})\,T[q]}. \quad (11)$$

Из зависимости (9) при граничных изменениях ψ от 0 до 1 и t от 0 до T получим

$$\frac{2}{a\alpha}\int_0^1\frac{d\psi}{\left(b-\frac{\psi}{a}\right)^{\frac{\alpha-2}{\alpha}}}=\int_0^T\frac{d\tau}{(1-b^{2/\alpha}\,T[q]}. \quad (12)$$

После интегрирования этого уравнения

$$T=T_C\left(\frac{R_{bf}}{q}\right)^{1/\alpha}(1-b^{2/\alpha}), \quad (13)$$

где T — время исчерпания ресурса, годы.

Как видно из зависимости (13), ресурс прямо пропорционален пределу выносливости бетона R_{bf}, обратно пропорционален максимальным напряжениям q и зависит от начального коэффициента интенсивности напряжения K_{1c}. В результате опытов установлено, что критический коэффициент интенсивности напряжений при повторном нагружении снижается.

В полученной зависимости (13) T_c при достижении бетоном предела выносливости можно считать нормативным сроком эксплуатации конструкции.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Щербаков Е. Н., Мамажанов Р. Эксплуатационное состояние железобетонных пролетных строений мостов в климатических условиях Средней Азии // Влияние климатических условий и режимов нагружения на деформации и прочность конструкционных бетонов и элементов железобетонных конструкций. — Тбилиси, 1985. — С. 82—83.
2. Чирков В. П. Вероятностные методы расчета мостовых железобетонных конструкций. — М.: Транспорт, 1980. — 132 с.
3. Щербаков Е. Н., Мамажанов Р. Прогнозирование коэффициента интенсивности напряжений при многократно повторных нагружениях // Прогнозирование прочности и деформативности бетона и железобетона методами механики разрушения. — М.: ВЗПИ, 1988. — С. 41—42.
4. Щербаков Е. Н., Зайцев Ю. В. Прогнозирование выносливости бетонов в преднапряженных конструкциях // Изв. ВНИИГ им. Веденеева. — Т. 199. — 1987. — С. 44—48.
5. Болотин В. В. Прогнозирование ресурса машин и конструкций. — М.: Машиностроение, 1984. — 311 с.

ПОСЕТИТЕ СТЕНД НИИЖБ

на ярмарке «НТД-89»

5 сентября — 25 октября 1989 г.

Москва, Фрунзенская набережная, 30. Раздел «Строительство» ВДНХ СССР

Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) Госстроя СССР предлагает предприятиям строительной индустрии и проектным организациям, как советским, так и зарубежным, широкий перечень новейших технологических разработок в области тяжелых, легких, ячеистых, самонапряженных, фибровых, полимерных и других видов бетонов, а также современных типов арматурных сталей; консультации по всем вопросам расчета и проектирования сложных железобетонных конструкций и систем, включая использование ЭВМ, моделирование и т. п.; проведение различных видов исследований физико-механических и химических свойств бетонов, составляющих компонентов бетонной смеси и арматуры с использованием оригинальных методик и современной приборной базы; рекомендации по модернизации оборудования, повышению качества изделий, снижению расхода металла, тепловой энергии и цемента, в том числе за счет использования эффективных химических добавок; проведение обследований и оценка долговечности и надежности эксплуатируемых железобетонных конструкций; технико-экономическая оценка принимаемых решений; справочно-информационное обслуживание предприятий.

АДРЕС ИНСТИТУТА:
109389, МОСКВА, 2-Я ИНСТИТУТСКАЯ УЛ., Д. 6, НИИЖБ.
ТЕЛ. 174-88-01.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.327.004.8

В. Г. БАТРАКОВ, д-р техн. наук, проф., С. С. КАПРИЕЛОВ, канд. техн. наук, А. В. ШЕЙНФЕЛЬД, инж. (НИИЖБ)

Эффективность применения ультрадисперсных отходов ферросплавного производства

Известно, что использование ультрадисперсных отходов ферросплавного производства в технологии бетона сокращает расход цемента, позволяет выпускать высокопрочные и долговечные конструкции. Накопленный при этом опыт свидетельствует об эффективности применения отходов ферросплавного производства в качестве микронаполнителя для бетонов в сочетании с различными химическими добавками [1...4].

В НИИЖБе оценили возможность реализации отходов ферросплавного производства в зависимости от вида добавок и их количества в составе бетона. При этом определяли полученную экономию цемента.

В бетоны в качестве микронаполнителя вводили ультрадисперсные отходы Ермаковского завода ферросплавов, а химическими добавками служили пластификатор ЛСТ, а также суперпластификаторы С-3 и МФ-АР. Расход материалов на 1 м³ следующий: Ц=285 кг, ОФП=57 кг, П=679 кг, Щ=1111 кг, В=169 л. Добавки в составы вводили в разных дозировках.

Для экспериментов использовали портландцемент марки 400 Воскресенского завода, отходы ферросплавного производства, содержащие 77,4% SiO_2, 1,5% Al_2O_3, 1,8% Fe_2O_3, 4,4% MgO, 2,1% CaO, 0,2% Na_2O, 1,1% K_2O, 0,6% SO_3, 10,7% п.п.п., песок кварцевый с $M_к$=2,1 и гранитный щебень фракции 5...20 мм.

Образцы твердели в нормальных условиях и при ТВО по режиму 4+3+6+2 ч ($t_{из}$=85°С). Прочность устанавливали при испытании образцов-кубов с ребром 10 см, подвижность бетонных смесей — по осадке стандартного конуса. Контрольным является образец бетона с микронаполнителем, не содержащий химических добавок, приготовленный из смеси с О.К.=0 см.

Из рис. 1 видны тенденция повышения, до определенного предела, прочности бетонов одинакового состава с увеличением количества химических добавок и снижение ее с ростом оптимальных дозировок. Изменение прочности, зависящее от вида добавок, характерно как для образцов, подвергавшихся ТВО, так и твердевших в нормальных условиях.

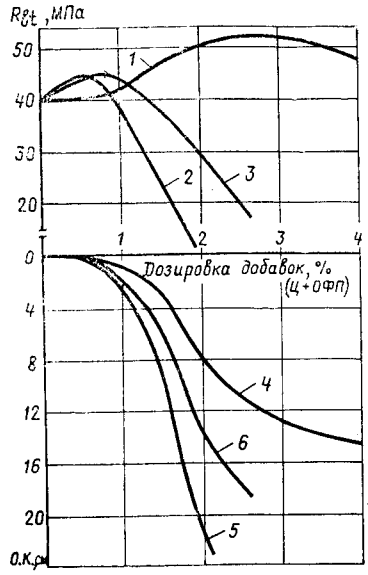


Рис. 1. Влияние химических добавок на подвижность бетонных смесей и прочность пропаренных бетонов, содержащих 20% массы цемента ОФП

1...3 — прочность бетонов с добавками С-3, МФ-АР, ЛСТ; *4...6* — то же подвижность бетонных смесей

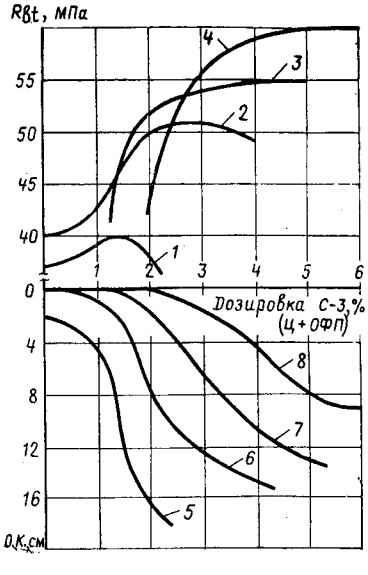


Рис. 2. Влияние дозировок ОФП и суперпластификатора С-3 на подвижность бетонных смесей и прочность бетонов после ТВО

1...4 — прочность бетонов с 10, 20, 30, 40% массы цемента ОФП; *5...8* — то же, подвижность бетонных смесей

Добавка ЛСТ максимально увеличивает прочность бетона при введении 0,5% массы вяжущего. При этой дозировке прирост прочности достигает 13%, но бетонные смеси обладают недостаточной подвижностью (О.К.=0 см). Сравнительно удобоукладываемые смеси (О.К.=3 см) можно получить при введении >1% ЛСТ, однако это значительно снижает прочность бетона по сравнению с контрольным образцом. Так, при О.К.=8 см с введением 1,4% ЛСТ прочность уменьшилась на 30%, а для более пластичных смесей (О.К.=14 см) с введением 1,7% ЛСТ неизбежно снижение прочности до 50% по сравнению с контрольным образцом (см. рис. 1).

0,8% МФ-АР позволяет получить 12%-ный прирост прочности, придавая смеси О.К.=1 см. Улучшение удобоукладываемости бетонных смесей также сопряжено со снижением прочности, однако в отличие от бетонов с ЛСТ О.К.=6 см можно достичь введением 1,4% МФ-АР, при этом прочность бетона оказывается на уровне контрольного образца. Однако при О.К.=14 см она на 25% ниже контрольной (см. рис. 1).

Суперпластификатор С-3 более заметно влияет на свойства бетонных смесей и бетонов — при введении 2,5% массы вяжущего прочность на 30% выше, чем у контрольного образца, при достаточно высокой подвижности смеси (см. рис. 1).

В результате сравнения этих данных установлено, что эффективность отходов ферросплавного производства как активных микронаполнителей значительно возрастает при введении их в состав бетонов совместно с С-3.

Особого внимания заслуживает повышение прочности бетона и подвижности бетонных смесей по мере увеличения дозировки С-3. Это объясняется большей степенью пептизации суспензий из цемента и отходов ферросплавного производства, которая, как известно, благоприятно отражается на гидратации вя-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

жущего и структурообразовании цементного камня.

Важное практическое значение имеет использование выявленных закономерностей для получения бетонов, в том числе высокопрочных, с уменьшенным расходом цемента. Для этого из тех же материалов, в одинаковых условиях приготовили образцы бетонных смесей и бетонов с разными дозировками отходов ферросплавного производства и С-3. Расход основных компонентов бетонных смесей приведен в табл. 1.

Дозировку суперпластификатора в разных образцах варьировали от 1 до 6% массы вяжущего.

Приведенные на рис. 2 результаты свидетельствуют о значительном приросте прочности по мере увеличения количества микронаполнителя и суперпластификатора в составе бетонов. В то же время, дозировки этих компонентов взаимосвязаны. Оптимальные с точки зрения повышения прочности бетона и подвижности смесей дозировки С-3 зависят от количества отходов ферросплавного производства и изменяются в пределах 1,5... 5% массы вяжущего.

Наилучшие результаты получены при испытании образцов, содержащих 30 и 40% массы цемента отходов ферросплавного производства и 3,5 и 5% массы вяжущего (Ц+ОФП) С-3. Бетонные смеси с расходом цемента <263 кг/м³ обладают достаточной пластичностью (О.К.$=$ $=8...10$ см) и высокой прочностью на сжатие (55...60 МПа). Полученные результаты свидетельствуют о том, что можно снизить расход цемента при существенном повышении прочности. Из табл. 1 следует, что расходы цемента в бетонах, содержащих отходы ферросплавного производства и С-3, на 27...56% ниже, чем в равнопрочных бетонах без микронаполнителя.

На Абагурском заводе ЖБИ ПО Кузбассшахтостройиндустрия выпустили опытную партию изделий с использованием пыли фильтров Кузнецкого завода. На портландцементе марки 400 Топкинского завода приготовили бетоны для конструкций тюбингов и кессонных затяжек. Цель опытного производства изделий заключалась в установлении возможности получения высокопрочных бетонов сразу после пропаривания и проектной отпускной прочности бетона класса В25 через 24 ч твердения в нормальных условиях. Расходы цемента в бетонах опытных изделий соответствовали производственным нормам, а ТВО проводили по принятому на заводе режиму 3+2+8+2 ч ($t_{из}=80°С$). Результаты испытаний приведены в табл. 2.

Таблица 1

Расход материалов, кг/м³					С-3, % (Ц+ОФП)	В/(Ц+ОФП)	О. К., см	Прочность после ТВО, МПа	Ц в равнопрочных бетонах с С-3, кг/м³	Снижение расхода Ц
Ц	ОФП	П	Щ	В						
307	34	686	1109	163	1,3	0,49	8,0	40,0	420	113/27
285	57	679	1111	169	2,5	0,49	8,0	52,0	475	190/40
263	78	667	1106	168	4,0	0,49	9,0	55,0	500	237/47
240	96	651	1090	174	5,0	0,52	8,0	60,0	550	310/56

Примечания: 1. Перед чертой — кг/м³, после черты — %. 2. Расход С-3 приведен в количествах, обеспечивающих максимальную прочность бетона.

Таблица 2

Отпускная прочность бетона, МПа	Расход материалов, кг/м³					С-3, % (Ц+ОФП)	О. К., см	Прочность, МПа	
	Ц	ОФП	П	Щ	В			после ТВО	при нормальном хранении
21,0	365	—	640	1030	186	—	9,0	21,0	—/30,0
21,0	362	108	824	1040	141	4	6,0	80,0	26,0/94,0
30,0	430	—	772	1080	190	—	0	35,0	6,0/42,0
30,0	430	130	730	1055	155	4	3,5	100,0	29,0/108,0

Примечание. Перед чертой — 1 сут, после черты — 28 сут.

При установленных нормах расхода цемента с использованием отходов ферросплавного производства и оптимальных дозировок С-3 можно через 24 ч нормального хранения получить бетоны прочностью на сжатие 26...29 МПа, а сразу после ТВО — прочностью 80...100 МПа. Это открывает перспективу создания беспропарочной технологии выпуска железобетонных конструкций, получения высокопрочных бетонов на рядовых портландцементах и существенной экономии цемента.

Выводы

Эффективность ультрадисперсных отходов ферросплавного производства как активных микронаполнителей зависит от вида и количества химических добавок. Наилучшие результаты достигаются при использовании их совместно с суперпластификатором С-3. Это позволяет изготовлять высокопрочные бетоны на обычных материалах и получать существенную экономию цемента, которая в зависимости от дозировок компонентов составляет 27...56%. При повышенных дозировках С-3 эффективность микронаполнителя возрастает.

Введение в состав бетонов 2,5...5% массы вяжущего (Ц+ОФП) С-3 позволяет, исключив ТВО, достичь в течение 24 ч проектной отпускной прочности бетона. Это открывает перспективу создания беспропарочной технологии производства изделий, что особенно эффективно, если учесть, что нормы расхода цемента в таких бетонах не превышают типовых.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Применение отходов ферросплавного производства с пониженным содержанием микрокремнезема / В. Г. Батраков, С. С. Каприелов, В. В. Пирожников и др. // Бетон и железобетон. — 1989. — № 3. — С. 22—24.
2. Свойства бетонов с добавкой ультрадисперсных отходов ферросплавного производства / С. С. Каприелов, Н. Ю. Похлебкина, В. В. Пирожников и др. // Тр. НИИЖБа: Химические добавки для бетонов. — М., 1987. — С. 126—133.
3. Использование отхода производства ферросилиция / Б. Я. Трофимов, С. П. Горбунов, П. Я. Крамар и др. // Бетон и железобетон. — 1987. — № 4. — С. 39—41.
4. Перспективы использования ПГПФ в технологии сборного железобетона / О. П. Мчедлов-Петросян, А. В. Ушеров-Маршак, С. Б. Москаленко и др. // Бетон и железобетон. — 1986. — № 9. — С. 32—33.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.327.32:662.613.11

Р. Л. МАИЛЯН, д-р техн. наук., проф., Г. К. РУБЕН, канд. техн. наук
(Ростовский инженерно-строительный ин-т)

Конструкционные свойства элементов из золошлакобетонов

Золошлаковые смеси, являющиеся отходами ТЭС, целесообразно использовать в качестве заполнителей бетона и железобетона. Запасы отходов исчисляются миллиардами тонн, их количество растет из года в год, занимая большую территорию. В связи с этим утилизация золошлаковых смесей позволяет не только обеспечить строительство дешевыми материалами, но и решить экологические проблемы.

Золошлаковые смеси содержат, как правило, около 85% золы-уноса и 15% шлака. Применение золы-уноса в количестве 100...150 кг/м³ позволяет экономить в бетонах до 30...40 кг/м³ цемента, а в мелкозернистых (песчаных) бетонах — до 50...70 кг/м³. Это повышает ее плотность, водонепроницаемость, улучшает другие свойства бетона. Полная или частичная замена заполнителей бетона золошлаковой смесью снижает стоимость заполнителей и бетона. Экономический эффект от внедрения этого мероприятия составляет 2...5 р/м³.

Золошлаковые смеси различных ТЭС обладают характерными особенностями, что требует дифференцированного подхода к использованию их в бетоне. Требования к золошлаковым смесям приведены в стандартах, включающих ограничения количества вредных примесей.

В Ростовском инженерно-строительном институте исследовали свойства четырех видов золошлакобетонов и железобетонных балок, из них и подобрали оптимальные составы бетонов прочностью 10... 30 МПа: З — бетон, в котором золошлаковая смесь—единственный заполнитель; ЗТ — бетон на мелком заполнителе из золошлаковой смеси и плотном тяжелом щебне; ЗР — то же и пористом щебне из известняка-ракушечника; ЗК — то же и керамзитовом гравии.

В опытах использовали золошлаковую смесь из отвалов Новочеркасской ГРЭС, свойства которой характеризуются следующими показателями: зерновой состав фракции 10...20 мм — 0...3%, 5...10 мм — 12...20%; 0,32...5 мм — 65...70%; <0,315 мм — 20...23%; содержание несгоревших остатков — 3,5...7%; прочность шлака фракции 5...20 мм в цилиндре — 4...4,2 МПа.

При О.К.=5...6 см и марке цемента 500 в бетоне З прочностью 20 и 30 МПа расход цемента составил 290 и 430 кг/м³, а плотность в воздушно-сухом состоянии — 2105 и 2125 кг/м³. При тех же условиях в бетоне ЗТ расход цемента был равен 275 и 390 кг/м³, а плотность бетона — 2230...2250 кг/м³. При использовании в качестве щебня пористого ракушечника (ЗР) расход цемента составил 280 и 410 кг/м³, а плотность бетона 2150... 2200 кг/м³. В бетоне на керамзитовом гравии (ЗК) расход цемента составил 290 и 420 кг/м³, а плотность бетона 1760... 1780 кг/м³.

Испытание большого числа бетонных образцов позволило с высокой степенью надежности получить характеристики основных конструкционных свойств золошлакобетонов.

Отношение призменной прочности бетонов к кубиковой R_b/R оказалось равным для бетонов: ЗТ — 0,74 (при коэффициенте вариации $C_V=11\%$); З — 0,91 (при $C_V=14{,}6\%$); ЗР — 0,83 (при $C_V=12\%$); ЗК — 0,85 (при $C_V=16{,}8\%$). Повышение относительной призменной прочности бетонов на пористых заполнителях отмечалось и ранее в других опытах.

Более высокой, чем для тяжелых бетонов, оказалась относительная прочность золошлакобетонов при осевом растяжении — R_{bt}/R выше, чем для обычных тяжелых бетонов в элементах из бетона ЗТ на 5, З — на 14,3, ЗР — на 18,6 и ЗК — на 15,7%. Это объясняется повышенной адгезией золошлаковых смесей и пористых заполнителей к цементному камню. При прочности бетона >30 МПа разрушение может происходить по зернам крупного пористого заполнителя, что снижает R_{bt}/R_b по сравнению с бетоном на плотных заполнителях.

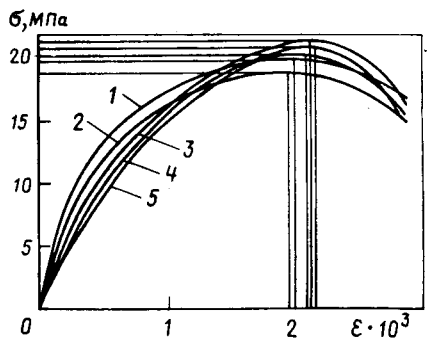


Рис. 1. Диаграммы деформирования бетона при осевом сжатии призм
бетоны: *1* — обычный; *2* — ЗТ; *3* — ЗР; *4* — З; *5* — ЗК

Рассматриваемые бетоны отличаются повышенными значениями относительных напряжений, соответствующих границам микротрещинообразования. Так, уровень сжимающих напряжений к началу образования необратимых микротрещин в обычном тяжелом бетоне составляет 0,74 ЗТ — 0,82, З — 0,91, ЗР — 0,9 и ЗК — 0,86.

Деформативность бетонов наиболее полно характеризуется формой и параметрами полных (с нисходящими участками) диаграмм «напряжения — деформации» при осевом сжатии или растяжении. Экспериментами установлено, что диаграммы золошлакобетонов имеют более пологие восходящие и более крутые нисходящие участки в сравнении с диаграммами обычного тяжелого бетона (см. рис. 1).

В бетонах, изготовленных с применением золошлаковых смесей, начальный модуль упругости значительно ниже, чем для обычного тяжелого бетона. Для ЗТ он составляет в среднем 18, З — 24, ЗР— 22 и ЗК — 38%.

Однако коэффициент упругости бетона, представляющий отношение упругой части деформации к полной, при напряжениях до (0,5...0,7) R_b для всех видов бетона практически одинаков, а при более высоких напряжениях, особенно близких к разрушению, резко снижается. Наименьшая величина этого коэффициента отмечена в элементах из обычного бетона, а наибольшая — в элементах из ЗР и ЗК.

Предельная сжимаемость золошлакобетонов, соответствующая призменной прочности (экстремум функции $\sigma_b=\sigma_b(\varepsilon_b)$, несколько выше, чем равнопрочных обычных тяжелых бетонов ($2\cdot10^{-3}$).

Усадочные деформации золошлакобетонов в зависимости от вида крупного заполнителя на 20...40% больше, чем равнопрочных тяжелых бетонов. Наибольшие значения усадки отмечались в бетонах ЗР и ЗК на крупных пористых заполнителях.

Ползучесть бетона при уровне сжимающих напряжений $\sigma_b/R_b=0{,}4$ и 0,7 в элементах с использованием золошлаковых смесей практически такая же, как из равнопрочного тяжелого бетона.

Сцепление арматуры с золошлакобетонами и длину зоны анкеровки изучали при выдергивании арматурных стержней из бетонных призм различной длины. На каждой ступени нагружения замеряли де-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

формации сдвига стержня относительно бетона на загруженном и незагруженном концах, деформации удлинения арматуры в различных точках по длине анкеровки (с помощью наклеенных на арматуру тензодатчиков). Длину зоны анкеровки стержня l_{an} определяли как расстояние от загруженного торца призмы до сечения стержня с нулевой деформацией. Экспериментами (рис. 2) установлено, что зависимость отношения длины зоны анкеровки к диаметру стержня $\lambda_{an} = l_{an}/d$ от отношения напряжений в арматуре к прочности бетона σ_s/R выражается степенной функцией

$$\lambda_{an} = \omega_{an} \sqrt{\frac{\sigma_s}{R}},$$

где ω_{an} — слабо зависит от вида бетона: $\omega_{an} \approx 3{,}26$.

Принятая криволинейная зависимость лучше аппроксимирует опытные данные, чем прямолинейная, используемая в СНиПе. Анализ показал, что введение в бетон золошлаковой смеси не влияет на сцепление арматуры с бетоном и длину зоны анкеровки.

Для исследования прочности, деформативности и трещиностойкости железобетонных балок испытали 32 образца размером 12×20×300 см, изготовленных из указанных бетонов с различными μ — 0,46; 1,05; 2,3 и 4,6%. Высокие проценты армирования в некоторых сериях приняли с целью более тщательного выявления особенностей работы различных бетонов в сжатой зоне балок.

Экспериментами установлено, что при относительной высоте сжатой зоны балок меньше граничной ($\xi < \xi_R$) введение в бетон золошлаковой смеси не снижает прочность по нормальным сечениям. Однако вид заполнителей влияет на ξ_R, зависящие от упругопластических свойств бетона сжатой зоны, характеризуемых коэффициентом ω (полнота эпюры сжимающих напряжений в сжатой зоне балок). Для балок из различных видов золошлакобетонов ω и ξ_R на 7...10% меньше, чем из равнопрочного тяжелого бетона, что свидетельствует о меньшей пластичности таких бетонов. Это согласуется с характером диаграмм «$\sigma_b - \varepsilon_b$» при центральном сжатии призм из различных бетонов.

Прогибы при эксплуатационных уровнях нагрузки (рис. 3) балок из З на 10,5, ЗК — на 16,4, ЗР — на 10,3 и ЗТ — на 8,7% больше, чем из равнопрочного тяжелого бетона, что объясняется пониженными модулями упругости.

Трещиностойкость балок из различных золошлакобетонов не ниже, чем из обычного тяжелого бетона. Моменты при образовании трещин и ширина их раскрытия при эксплуатационных нагрузках находятся в тех же пределах, что и для балок из тяжелого бетона.

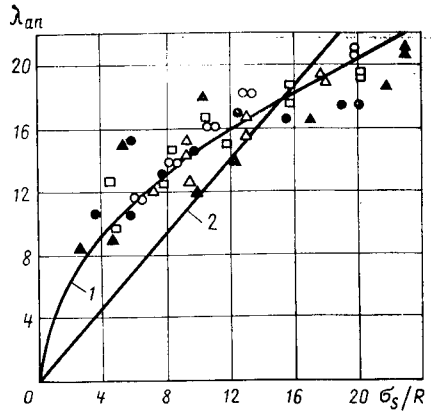


Рис. 2. Длина зоны анкеровки арматуры периодического профиля в золошлакобетонах по степенной (*1*) и линейной (*2*) зависимости

бетоны: ● — З; ▲ЗТ; О — ЗК; △ — ЗР; □ — Т

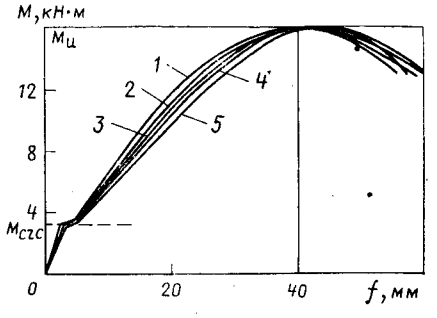


Рис. 3. Прогибы железобетонных балок из бетонов различных видов, армированных сталью класса А-III (μ=1,05%)

Железобетонные балки из золошлакобетонов можно рассчитывать теми же методами как и из тяжелого бетона, но с учетом особенностей механических свойств.

Следует отметить, что в балках с высокими процентами армирования (при μ=4,6%) наблюдается существенные отклонения (до 22%) опытных значений прочности балок от теоретических, вычисленных по нормам, т. е. при условной прямоугольной эпюре напряжений в сжатой зоне балок. В этих случаях целесообразно эпюру напряжений принимать в соответствии с полными диаграммами (с нисходящими участками) «$\sigma_b - \xi_b$» центрально сжатых призм. Такие диаграммы дают представление о модуле деформации, коэффициенте упругости, деформациях при критических нагрузках на всех этапах нагружения. Поэтому использование таких диаграмм в расчете элементов из различных бетонов позволяет наиболее полно учитывать их специфические свойства. Перенос действительных криволинейных диаграмм с нисходящими участками в сжатую зону неоднородно деформируемых элементов вместо условных прямоугольных эпюр напряжений в некоторых случаях позволяет существенно уточнить расчет несущей способности. Это особенно ощутимо для сильно армированных элементов, когда разрушение начинается в сжатой зоне бетона и для внешне статически неопределимых железобетонных элементов, рассчитываемых с учетом перераспределения внутренних усилий.

ВНИМАНИЮ РАБОТНИКОВ ПРЕДПРИЯТИЙ СТРОЙИНДУСТРИИ

Кооператив «СТАРТ» предлагает техническую документацию по следующим разработкам:

1. УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ЭЛЕКТРОННОЙ СХЕМЫ РЕГУЛЯТОРОВ КОНТАКТНОЙ СВАРКИ ТИПА РКС-801, РКС-502.

Техническое решение может быть использовано на предприятии, имеющем оборудование контактной точечной сварки, оснащенное регуляторами контактной сварки указанного типа. Незначительное усовершенствование электронной схемы регуляторов повышает производительность сварочного оборудования на 80 %.

2. УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ПОДВЕСНЫХ СВАРОЧНЫХ МАШИН ТИПА МТП-1110.

Усовершенствовав регуляторы контактной сварки типа РКС-801, РКС-502, предприятий стройиндустрии, имеющие арматурно-сварочное производство, могут использовать предлагаемое техническое решение и повысить производительность сварочных машин указанного типа на 100...150 %.

Предлагаемые разработки внедрены проектно-строительным объединением «ФрунзеКПДпроектстрой».

Кооператив высылает техдокументацию в виде электрических схем и описание к ним. Стоимость первой разработки — 410 р. Стоимость второй разработки — 626 р.

Адрес кооператива: 720664, г. Фрунзе-21, ул. Сельская, 1/2, ПСО «ФрунзеКПДпроектстрой», кооператив «Старт», тел. 23-16-28.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.327.001.8

М. Ш. ФАЙНЕР, канд. техн. наук (трест Черновицстрой)

Методологические проблемы бетоноведения

Современное бетоноведение находится на стадии глубокого переосмысления основных теоретических положений и поиска принципиально новых направлений развития.

В настоящее время сложилось несколько методологических подходов, предметом которых является изучение отдельных структурных уровней и специфических закономерностей. Бесспорным является системный подход. Некоторые авторы [1, 2] предлагают вероятностно-статистическую концепцию анализа и оптимизации бетона на основе системного подхода, алгоритмизированных экспериментальных исследований в синтезе с приемами и методами физико-химической механики материалов. Несмотря на новизну и актуальность, такой подход, на наш взгляд, не достаточно полный, так как не охватывает всю полноту структурных уровней, критериев и принципов оптимизации.

Одна из серьезных попыток выработки единого подхода к бетоноведению сделана в работе [3]. Суть его состоит в рассмотрении бетона с позиций общей теории искусственных строительных конгломератов. Однако главное звено этой теории, так называемый «закон створа», недостаточно обоснован технологически и экономически. Попытка увязать оптимальную структуру с максимумом слабокоррелированных свойств бетона, а тем более с наименьшими затратами, оказалась несостоятельной.

Один из перспективных методологических подходов, названный автором «полиструктурной теорией», предложен в работе [4]. В основу этого подхода заложено то, что бетон является полиструктурным образованием, составленным из многих структур (от атомных и молекулярных до макроструктуры), переходящих одна в другую по принципу «структура в структуру». Принцип оптимальной структуры бетона соответствует соотношению структурообразующих компонентов, обеспечивающих максимальную прочность бетона.

Однако рассмотрение структуры бетона как способа организации и взаимодействия структурных уровней позволяет исследовать его только с материаловедческих позиций, так как система оказывается замкнутой и не имеет материальных, энергетических и информационных связей с конструкцией и технологией изготовления. На определенном этапе исследования замкнутая система достаточно оправданна и плодотворна. Вместе с тем в общем методологическом подходе изучать бетон без реально существующих связей с технологическим процессом, конструкцией, экономикой производства и применения невозможно. И хотя целостная система исследования создает определенные трудности, без решения этого вопроса представление о бетоне не может быть достаточно объективным и полным.

Естественный путь развития бетоноведения, связанный с накоплением данных, дифференциацией исследований, проверкой различных гипотез и схем создает предпосылки для выработки такого методологического подхода, который позволил бы рассматривать бетон комплексно и многомерно. С этих позиций интересен системно-структурный подход к бетону [5]. Исходя из его общей концепции бетон представляет собой ряд системно-структурных уровней (от вяжущего, связующего, бетонной смеси до бетона в конструкции здания или сооружения, включая технологические переделы) и их взаимосвязей, развивающихся по принципу «система в систему». В отличие от полиструктурного такой подход предлагает рассмотрение не только отдельных структур, но и процессов их формирования в зависимости от состава и способа переработки. Это позволяет устанавливать четкие взаимосвязи между составом, структурой и свойствами бетона, а также между технологией и экономикой производства.

Для выбора наиболее перспективных направлений совершенствования технологии бетона необходима система критериев оценки эффективности. В качестве обобщенного критерия эффективности принят показатель удельных приведенных затрат, представляющий собой сумму себестоимости и нормативной прибыли, приведенной в сопоставимый вид по нормативному коэффициенту эффективности капиталовложений. Однако этот критерий не отражает ресурсоемкости бетона. При проведении отдельных исследований в качестве относительно независимых используют критерии удобоукладываемости бетонной смеси, прочности, морозостойкости и других свойств бетона, которые однако не могут характеризовать эффективность бетона в целом, так как не включают в себя расход основных ресурсов, технологические и экономические аспекты производства. Недостаточно полными являются и критерии удельного расхода цемента, тепловой энергии и т. п., не учитывающие изменение затрат, связанных с овеществленной энергоемкостью вяжущего, технологией изготовления и трудозатратами.

Не может полностью отразить эффективность бетона и учет овеществленных энергозатрат, не связанных с реальными конструкциями. Например, с повышением прочности бетона расход цемента и овеществленных энергозатрат увеличивается, хотя общая цементо- и энергоемкость здания или сооружения может снижаться из-за изменения материалоемкости конструкций.

По-видимому, наиболее объективными и общими критериями, характеризующими эффективность бетона наряду с удельными приведенными затратами, явились бы показатели конструктивно-технологической цементоемкости (с учетом приведения различных его видов и марок в сопоставимый вид), энерго- и трудоемкости, отражающие затраты ресурсов (в том числе овеществленных) на единицу полезного качества (технические свойства, объем бетона, площадь здания, сооружения и т. п.).

Предложенный подход формирует системно-структурную организацию критериев эффективности бетона.

Один из сложнейших методологических вопросов бетоноведения связан с выбором структурно-логической схемы и формы количественного описания основ-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ных закономерностей. Если на начальных этапах вполне достаточно качественного морфологического описания, определяющего общую взаимосвязь состава, структуры и свойств бетона, то при углублении анализа требуется системное, количественное описание объекта исследования с выходом на конкретный технологический процесс.

Системно-структурный подход к бетону предполагает количественное описание элементов и системно-структурных уровней на основе включения зависимостей нижестоящих уровней в вышестоящие с позиций критериев последних. При этом место частных критериев отдельных элементов и системно-структурных уровней занимают объективные критерии, исходящие из задач конечной цели. По этим критериям происходит упорядочение многоаспектности критериев и зависимостей предыдущих этапов анализа.

Такой методологический подход постепенно усложняет описание бетона, так как каждый последующий этап включает в себя все предыдущие и решает возникающие задачи в соответствии с поставленной целью. Например, анализ бетона в конструкции начинается с количественного описания влияния основных факторов на свойства и технико-экономические показатели связующего, бетонной смеси, бетона и заканчивается анализом эффективности конструкций в здании или сооружении. При этом оцениваются не только влияние факторов состава и технологических режимов на свойства бетона, но и сами свойства, экономическая эффективность на каждом системно-структурном уровне.

При описании бетона используют физические и математические модели. Конечной целью разработки математической модели бетона является получение многоярусной иерархической системы адекватных количественных зависимостей системно-структурных уровней и их взаимодействий на основе единых представлений об объекте исследования. Наиболее целесообразен путь создания математической модели с использованием методов теоретической физики, химии, физико-химической механики и других фундаментальных наук. Однако практическое использование такого подхода в настоящее время затруднено, так как приводит к идеализации или усложнению моделей.

Стохастическая природа многих свойств бетона требует использования в качестве основных вероятностно-статистических моделей [1, 2].

При описании влияния основных факторов x_i, $\hat{y}_i$ на свойства бетона Y и технико-экономические показатели $\hat{Y}_m$ в форме управлений регрессии получается комплекс системно-структурных уровней При этом

$$\begin{cases} \hat{Y}_1 = a_0 + \sum\limits_{i=1}^{f<k} a_i x_{1i} + \sum\limits_{i=1}^{f<k} a_{ii} x_{1ii}^2 + \\ \quad + \sum\limits_{i<j} a_{ij} x_{1i} x_{1j} + \dots \\ \hat{Y}_2 = b_0 + b_1 \hat{y}_1 + b_{11} \hat{y}_1^2 + \sum\limits_{i=2}^{k<n} b_i x_{2i} + \\ \quad + \sum\limits_{i=2}^{k<n} b_{ii} x_{2ii}^2 + \sum\limits_{m\neq n} b_{yi} \hat{y}_1 x_{2i} + \\ \quad + \sum\limits_{i<j} b_{ij} x_{2i} x_{2j} + \dots \\ \hat{Y}_m = V_0 + \sum\limits_{i=1}^{m-1} V_i \hat{y}_i + \sum\limits_{i=1}^{m-1} V_{ii} \hat{y}_{ii}^2 + \\ \quad + \sum\limits_{i=m}^{n} V_i x_{mi} + \sum\limits_{i=m}^{n} V_{ii} x_{mi}^2 + \\ \quad + \sum\limits_{m\neq n} V_{yi} \hat{y}_i x_{mi} + \sum\limits_{i<j} V_{ij} x_{mi} x_{mj} + \dots \end{cases}$$

$\hat{Y}_1$, $\hat{Y}_2$, $\hat{Y}_{m-1}$ — группы показателей технических свойств; Y_m — технико-экономические показатели бетона.

При этом отдельные факторы вышестоящих структурных уровней являются свойствами нижестоящих. Например, при исследовании влияния основных факторов на свойства бетона активность вяжущего является фактором. В то же время на более низком структурном уровне можно исследовать влияние основных факторов на свойства вяжущего и т. п.

Необходимо отметить, что наряду с регрессионными можно успешно использовать и другие математические методы.

Описание системно-структурных уровней бетона предъявляет некоторые требования к использованию математических моделей. К ним относятся: соответствие цели к задачам анализа; целостность и взаимосвязь с различными системно-структурными уровнями бетона и условиями эксплуатации; возможность расширения, углубления и надстройки математических моделей без изменения основ построения; возможность соотношения нижестоящих системно-структурных уровней с вышестоящими и вычленения отдельных зависимостей; простота, гибкость и удобство анализа.

Необходимо отметить, что математические модели наряду с неоспоримыми преимуществами имеют и формально-логические несовершенства, проявляющиеся в том, что некоторые математические приемы недостаточно строги для такой системы как бетон, а методы проверки адекватности не всегда отражают физическую и технологическую специфику объекта исследования. Например, зависимость прочности бетона от основных факторов наиболее точно можно выразить уравнениями третьего и четвертого порядка, получение которых связано с многими методическими трудностями. Серьезные трудности возникают и при оценке соответствия статистической и физической адекватности моделей.

Таким образом, методика анализа бетона может быть сведена к предварительному пояснительному и морфологическому описанию с последующим математическим моделированием системно-структурных уровней путем включения зависимостей нижестоящих уровней в вышестоящие с позиций критерия последнего и синтезом полученных закономерностей на основе упорядочения критериев и зависимостей исследования в интегральное выражение свойств бетона. Такой подход создает основные предпосылки для разработки системы инженерных расчетов с целью изыскания конструкторских и технологических решений, направленных на снижение ресурсоемкости бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Баженов Ю. М., Вознесенский В. А. Перспективы применения математических методов в технологии сборного железобетона. — М.: Стройиздат, 1974. — 192 с.
2. Современные методы оптимизации композиционных материалов / В. А. Вознесенский, В. Н. Выровой, В. Я. Керш и др. — Киев: Будівельник, 1983.— 144 с.
3. Рыбьев И. А. Строительные материалы на основе вяжущих веществ. — М.: Высшая школа, 1978. — 310 с.
4. Соломатов В. И. Технология полимербетонов и армополимербетонных изделий. — М.: Стройиздат, 1985. — 142 с.
5. Файнер М. Ш. Системно-структурный подход к анализу производства сборного железобетона // Изв. вузов / Сер. Стр-во и архитектура. — 1988. — № 6. — С. 79—82.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

К 80-летию Фрица Леонгардта

К талантливейшим строителям XX века по праву принадлежит западно-германский инженер и ученый Фриц Леонгардт — создатель выдающихся сооружений. География его инженерной и научной деятельности охватывает десятки стран Европы, Азии, Северной и Южной Америки, Австралии, Африки. Имя его известно широкому кругу специалистов и нашей страны.

Фриц Леонгардт родился в 1909 г. в Штутгардте в семье архитектора. Его отец, Густав Леонгардт, рано приучил детей к труду. В молодые годы он познал нелегкий труд сельскохозяйственного работника, а в 14 лет постиг и столярное мастерство. С 15 лет он пристрастился к путешествиям, проявляя интерес к музеям, архитектурным памятникам; много рисовал, что пригодилось ему в будущей творческой деятельности.

В 1927 г. Фриц Леонгардт заканчивает реальную гимназию, где изучает латынь, английский и французский языки. Мечтая о путешествиях, он самостоятельно осваивает итальянский и испанский языки.

С 1927 по 1931 гг. он занимается в техническом институте Штутгардта, а затем, в рамках обмена студентами, его направляют учиться в США. Во время каникул он работает в Германии на строительстве высотных зданий в Рурской обл., совершает увлекательные путешествия в Италию, летом 1930 г. в Австрию, обходит пешком почти весь юг Германии, делает множество зарисовок.

В США Фриц Леонгардт знакомится со строительством небоскребов и мостов. По возвращении на родину он посвящает себя возведению мостов на автострадах Штутгардта, Берлина, Кельна. В конце 30-х годов работает над проектом висячего моста длиной 376 м через Рейн в Кельне, а затем руководит его строительством.

С 1938 г. и по настоящее время Фриц Леонгардт является инженером-советником, главным образом по мостам и сложным инженерным сооружениям. С 1949 г. он работает в основном над

проблемами преднапряженных конструкций, развивает новые системы напряженного армирования. Совместно с Бауэром он разрабатывает способ «Бауэра — Леонгардта», который характеризуется совмещением элементов натягиваемой арматуры в немногих каналах с многорядным расположением проволок или канатов с одновременным натягиванием всей арматуры сооружения.

В 1953 г. Фриц Леонгардт разрабатывает проект 210-метровой телебашни в Штутгардте — первой в мире преднапряженной железобетонной башни, введенной в эксплуатацию в 1959 г. На этой башне сооружены видовая площадка и ресторан. «Коммерческий успех этого предприятия, — напишет позже Н. В. Никитин, главный конструктор Останкинской телебашни в Москве, — привел к его всеобщему распространению». С тех пор в мире построено несколько десятков таких башен, в том числе и московская.

Имя Фрица Леонгардта становится популярным во всем мире. Он разрабатывает крупнейшие проекты для зарубежных стран. В ФРГ его основным крупным проектом становится висячее покрытие над зданием Олимпийских игр в 1972 г. (Мюнхен). С 1958 по 1974 гг. Фриц Леонгардт работает профессором Штутгардтского университета, а в 1967—1969 гг. — его ректором. Именно в эти годы он создает проекты мостов для многих стран мира.

Фриц Леонгардт автор более 400 научных трудов, многие из которых переведены на десятки языков мира, в том числе и в СССР. Среди них и известная советским специалистам книга «Напряженно-армированный железобетон и его практическое применение», изданная в СССР в 1957 г. под редакцией профессора Г. И. Бердичевского. В биографической монографии, вышедшей в свет в 1984 г. в Штутгардте, Фриц Леонгардт пишет, что эта книга вскоре была переведена на многие языки, но «самыми оперативными оказались русские, которые издали ее у себя уже через год после выхода книги в свет. Во время Первой конференции по предварительно напряженному железобетону в Сан-Франциско в 1957 г. профессор Б. Г. Скрамтаев преподнес мне за столом экземпляр книги на русском языке». Одновременно Фриц Леонгардт был приглашен посетить СССР, и в 1959 г. от отправился в длительное путешествие по нашей стране.

«Я был поражен, — пишет он в биографической монографии, — масштабами жилищно-гражданского, промышленного и гражданского строительства... Впечатляло и то, что уже в 1959 г. во всей гражданской авиации работали турбореактивные самолеты ТУ-104, тогда как на Западе их в гражданской авиации еще не было». В то же время автор совершенно справедливо критиковал низкое качество нашего строительства, особенно сборных железобетонных изделий и деталей, столярных работ и сантехнического оборудования.

Фриц Леонгардт — член различных национальных и международных комитетов, немецкой Академии градостроительства. Он награжден многими орденами и медалями различных стран, среди которых и высшая немецкая награда за технические достижения — «Кольцо Вернера фон Зименца» (1956 г.).

Остается пожелать Фрицу Леонгардту доброго здоровья, долгих лет жизни и дальнейших творческих успехов.

И. Г. САВЕЛОВ, заслуженный строитель КиргССР, канд. техн. наук

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Памяти Б. Я. Рискинда

Ушел из жизни крупный ученый и организатор производства сборного железобетона, бывший начальник Главного управления промышленности сборного железобетона Минстройматериалов СССР, лауреат Ленинской премии, кандидат технических наук, персональный пенсионер союзного значения, член КПСС с 1945 года **Борис Яковлевич Рискинд.**

Б. Я. Рискинд был одним из ведущих разработчиков технологии преднапряженных конструкций с применением термически упрочненных арматурных сталей и натяжения арматуры с электронагревом. Высокая технологичность этого метода обеспечила его массовое внедрение, что резко повысило эффективность сборного железобетона и дало мощный импульс развитию этой отрасли.

Борис Яковлевич прошел большой жизненный путь, работая многие годы на стройках по восстановлению разрушенных в Великую Отечественную войну предприятий, а также на Магнитогорском металлургическом комбинате и «Запорожстали», трудился на посту заместителя директора по научной работе Челябинского ПромстройНИИпроекта.

За добросовестный труд во время Великой Отечественной войны и в послевоенные годы награжден орденом «Знак почета» и медалями.

В бытность начальником Главжелезобетона Минстройматериалов СССР много и успешно работал над модернизацией заводов железобетонных шпал и труб.

Борису Яковлевичу принадлежит более 100 научных трудов и 27 свидетельств на изобретения в области армирования железобетонных конструкций, много внимания он уделял научно-общественной деятельности — был членом Национального комитета СССР Международной федерации преднапряженного железобетона (ФИП), в течение восьми лет являлся членом редколлегии журнала «Бетон и железобетон» и принимал активное участие в формировании его научной направленности.

Редкая человечность, чуткость, внимание к людям, большая скромность, трудолюбие и чувство ответственности — таким будут помнить Бориса Яковлевича все, кто знал его по работе в течение многих лет его трудовой деятельности.

Редколлегия журнала «Бетон и железобетон», научно-техническая общественность в области бетона и железобетона глубоко скорбят о безвременной кончине Бориса Яковлевича Рискинда. Светлая память о нем навсегда останется в наших сердцах.

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 699.841 : 691.327.666.973

Сейсмостойкий дом с комплексным применением легких бетонов Г. Н. Ашкинадзе, Н. С. Стронгин, С. Р. Бадалян и др. // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 5—8.

Рассмотрены усовершенствованные конструктивные решения и результаты вибрационных испытаний экспериментального сейсмостойкого 16-этажного крупнопанельного жилого дома. Приведен анализ полученных результатов и даны предложения по их использованию. — Ил. 4. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 69.024.81.003.13

Семченков А. С., Клевцов В. А., Кутовой А. Ф. **Экономичные ненапрягаемые ригели связевого каркаса** // Бетон и железобетон.. — 1989. — № 8—10.

Приведены результаты испытаний отдельных ригелей и в составе фрагмента с обрезками плит. В результате совместной работы с плитами жесткость и прочность ригелей возросли до 35 %. Результаты расчета прогибов ригелей с учетом влияния сборного настила по разработанной методике с использованием плоской континуальной модели хорошо согласуются с опытными. — Ил. 3. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 666.972.53

Иванов Ф. М., Хаустова Л. Г., Матвеева О. И. **Бетоны для свайных фундаментов в районах вечной мерзлоты** // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 11—12.

Проведены исследования стойкости бетонов, предназначенных для изготовления свайных фундаментов в натурных вечномерзлотных грунтах Якутска. Показано влияние степени минерализации грунтовых вод и температуры замораживания на морозосолестойкость бетона. Дана оценка эффективности мер защиты фундаментов в натурных условиях. — Ил. 2, табл. 3. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.327 : 691.147 : 539.4

Прочность фибробетона, армированного различными волокнами / Б. А. Крылов, Г. М. Соскин, А. Н. Карпов и др. // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 13—14.

Рассмотрены вопросы прочности фибробетона, армированного волокном, при различных способах уплотнения. — Табл. 2. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 666.97.035.055

Бруссер М. И., Мокрушин А. Н., Раскопин С. В. **Об ускоренной оценке активности цемента и прочности бетона** // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 14—15.

Предложена ускоренная методика определения активности цемента и прочности бетона, учитывающая кинетику твердения цементов в условиях ТВО. — Ил. 1, табл. 3. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.012.035

Кириллов А. П., Мирсаяпов И. Т. **Совершенствование методики расчета на выносливость по нормальному сечению** // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 16—17.

Рассмотрен инженерный метод расчета на выносливость по нормальному сечению. Выносливость железобетонной конструкции определяют с учетом изменения напряжений и коэффициентов асимметрии цикла напряжений в бетоне сжатой зоны и в растянутой арматуре. Изменение напряжений и коэффициентов асимметрии цикла напряжений учитывают с помощью функций накопления напряжений и деформаций, которые приведены к удобному для практических расчетов виду. — Ил. 1, табл. 3. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.012.45:046.(083.75)

Ильин О. Ф., Гуща Ю. П., Цай В. Г. **Общий случай расчета по деформациям в рамках методики СНиП 2.03.01—84** // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 17—18.

В рамках методики норм разработаны предложения по расчету деформаций железобетонных элементов произвольной формы поперечного сечения при любом армировании. — Ил. 1.

УДК 666.9.011

Мирошников В. И. **Система разработки технологических карт** // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 19—20.

Карты типовых решений организации рабочих мест являются неотъемлемой частью карт организации стадийных технологических процессов. Их следует рассматривать совместно. Первые представляют информацию по технологии, вторые дают сведения об организации процесса изготовления железобетонных изделий. Цель использования — повышение производительности труда, снижение себестоимости и улучшение качества продукции вследствие совершенствования организации производства и введения системы управления качеством.

УДК 691.87 : 693.554 : 620.197

Определение и влияние гидравлической активности заполнителя на коррозию арматуры / В. Ф. Степанова, И. И. Курбатова, В. Г. Абрамкина, Л. И. Харитонова // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 21.

Разработана методика определения гидравлической активности заполнителя, которую следует учитывать при проектировании состава бетона для обеспечения первоначальной пассивности в нем стали. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.21.45

Щербаков Е. Н., Мамажанов Р. **Прогнозирование ресурса конструкций, работающих при режимных нагружениях** // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 22—23.

Предложено уравнение для описания меры накопления повреждений в структуре бетона элементов, работающих при многократно повторных приложениях нагрузок. Получена математическая модель ресурса по выносливости бетона с позиции линейной механики разрушения. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 691.327.004.8

Батраков В. Г., Каприелов С. С., Шейнфельд В. **Эффективность применения ультрадисперсных отходов ферросплавного производства** // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 24—25.

Дана оценка эффективности применения отходов ферросплавного производства в зависимости от вида химических добавок и их количества в составе бетона. Показано, что совместное применение отходов ферросплавного производства и С-3 позволяет изготовлять высокопрочные бетоны на обычных материалах и получать существенную экономию цемента. — Ил. 2, табл. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.327.32:662.613.11

Маилян Р. Л., Рубен Г. К. **Конструкционные свойства элементов из золошлакобетонов** // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 26—27.

Изложены результаты исследований механических свойств четырех видов золошлакобетонов: З, в котором золошлаковая смесь является единственным заполнителем; ЗТ, приготовленный на золошлаковой смеси и плотном щебне; ЗР — на золошлаковой смеси и пористом щебне-ракушечнике и ЗК — на золошлаковой смеси и керамзитовом гравии. Получены все необходимые для проектирования характеристики конструкций из указанных видов бетона, а также данные о прочности, деформативности и трещиностойкости железобетонных балок. — Ил. 3.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

CONTENTS

Semtchenkov A. S., Klevtsov V. A., Kutovoj A. Ph. Economical nonstressing cross — bars of connecting frame

Ashkinadze G. N., Strongine N. S., Badalan S. R., Baulin D. K., Simon Yu. A., Surmanidze E. M. Antiseismic building with complex application of lightweight concretes

Ivanov Ph. M., Khaustova L. G., Matveeva O. I. Concretes for piles foundations in zones of ever-frozen ground

Krylov B. A., Soskine G. M., Karpov A. N., Pogorelov B. A., Tchernjatin A. I. Dedukhov A. A. Strength of fibrous concrete reinforced by different fibres

Brusser M. I., Mokrushin A. N., Raskopin S. V. About accelerated estimation of cement activity and of concrete resistance

Iljin O. Ph., Gushtcha Yu. P., Tsaj V. G. General case of deformations calculation according to the method of SNiP 2.03.01—84

Kirillov A. P., Mirsajapov I. T. Improvement of methods of durability calculation considering a normal section

Stepanova V. Ph., Kurbatova I. I., Abramkina V. G., Kharitonova L. P. Determination and influence of hydraulic activity of aggregate on corrosion of reinforcement

Shtcherbakov E. N., Mamazhanov R. Prediction of service life of structures working under regime loadings

Batrakov V. G., Kaprielov S. S., Shejnfeld A. V. Efficiency of application of ultra—dispersed wastes of ferroalloy industry

Maïljan R. L., Puben G. K: Construction properties of elements from ash-slag-concrete

Phajner M. Sh. Methodological problems of theory of concrete

CONTENU

Semtchenkov A. S., Klevtsov V. A., Koutovoj A. Ph. Les sous—poutres economiques non-contraintes pour la carcasse de liaison

Achkinadzé G. N., Stronghine N. S., Badalan S. R., Baouline D. K., Simon Yu. A., Sourmanidzé E. M. Le bâtiment résistant aux séismes avec l'application complexe des bétons légers

Ivanov Ph. M., Khaoustova L. G., Matveeva O. I. Les bétons pour les fondations des pieux dans les régions de congélation perpetuelle

Krylov B. A., Soskine G. M., Karpov A. N., Pogorelov B. A., Tchernjatine A. I., Dedukov A. A. La résistance de fibro-béton armé par les différente fibres

Brousser M. I, Mokrouchine A. N., Raskopine S. V. Sur l'évaluation accélérée de l'activité du ciment et de la résistance du béton

Iljin O. Ph., Gouchtcha Yu. P., Tsaj V. G. Le cas général de calcul des déformations dans le cadre de la méthodologie de SNiP 2.03.01-84

Kirillov A. P., Mirsajanov I. T. Le perfectionnement de la méthodologie de calcul de la résistance compte tenu de la section normale

Stepanova V. Ph., Kourbatova I. I., Abramkina V. G., Kharitonova L. P. La détermination et l'influence de l'activité hydraulique de l'agrégat sur la corrosion des armatures

Chtcherbakov E. N., Mamazhanov P. La prévision des ressourses des structures en service sous les chargements de régime

Batrakov V. G., Kaprielov S. S., Chejnfeld A. V. L'efficacité de l'application des déchets ultra—dispersés de l'industrie de ferro—alliages

Maïljan R. L., Rouben G. K. Les propriétés de construction des éléments en cendre—laitier—bétons

Phaïner M. Ch. Les problemes méthodologiques de la théorie du béton

INHALTSVERZEICHNIS

Semtschenkow A. S., Klewzow W. A., Kutowoj A. F. Rentable nichtspannbare Riegel des Verbindungsskeletts

Aschkinadze G. N., Strongin N. S., Badaljan S. P., Baulin D. K., Simon Ju. A., Surmanidze Je. M. Erdbebensicheres Haus mit Komplexanwendung von Leichtbetonen

Iwanow F. M., Chaustowa L. G., Matwejewa O. I. Betone für Pfahlgründungen in Gebieten des ewigen Bodenfrostes

Krylow B. A., Soskin G. M., Karpow A. N., Pogorelow B. A., Tschernjatin A. I., Dedjuchow A. A. Festigkeit des mit verschiedenen Fasern bewehrten Fiberbetons

Brusser I. I., Mokruschin A. N., Raskopin S. W. Beschleunigte Bewertung der Zementaktivitat und Betonfestigkeit

Iljin O. F., Gustscha Ju. P., Zaj W. G. Allgemeinfall der Berechnung von Deformatione im Rahmen der Methodik für Baunormen und Baubestimmungen 2.03.01—84

Kirilow A. P., Mirsajapow I. T. Vervollkommnung der Berechnungsmethodik über Dauerfestigkeit nach Normalquerschnitt

Stepanowa W. F., Kurbatowa I. I., Abramkina W. G., Charitonowa L. P. Bestimung und Einfluss der hydraulischen Aktivität des Zuschlagstoffes auf Bewehrungskorrosion

Stscherbakow Je. N., Mamashanow R. Vorausbestimmung der Ressource der unter arbeitsweisen Belastungen arbeitenden Konstruktionen

Batrakow W. G., Kaprijelow S. S., Schejnfeljd A. W. Anwendungsnutzen von Ultradispersionsabfälle der Ferrolegierungsproduktion

Mailjan R. L., Ruben G. K. Konstruktionseigenschaften von Bauelementen aus Aschenschlackenbetonen

Feiner M. Sch. Methodologische Probleme des Betonwesens

Редакционная коллегия: Ю. П. Гуща (главный редактор), **В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Маилян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых, В. М. Силин, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлыков** (зам. главного редактора), **Е. Н. Щербаков**

Технический редактор *Е. Л. Сангурова* Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 13.06.89. Подписано в печать 27.07.89 Т-11776 Формат 60×90¹/₈
Печать высокая Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 4,0. Усл.кр.-отт. 4,75. Уч.-изд. л. 5,36
Тираж 13098 Зак. 231 Цена 60 коп.

Адрес редакции:
Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Каляевская, 23а
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Подольский филиал производственного объединения «Периодика» Союзполиграфпрома
при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ВНИМАНИЮ РУКОВОДИТЕЛЕЙ ПРЕДПРИЯТИЙ, ОРГАНИЗАЦИЙ И КООПЕРАТИВОВ!

Кропоткинский филиал специализированного конструкторско-технологического бюро (КФ СКТБ) «Стройдеталь» Минводхоза СССР разработал чертежи форм-вагонеток с трехточечной схемой опирания и раскосной решеткой поддона.

Формы-вагонетки предназначены для изготовления железобетонных изделий при конвейерном способе производства.

Применение форм-вагонеток обеспечивает улучшение качества железобетонных изделий и значительно снижает эксплуатационные расходы.

КФ СКТБ «Стройдеталь» принимает заказы на разработку форм для любых железобетонных изделий по Вашим исходным требованиям, гарантирует высокое качество разработок и своевременное выполнение заказов.

Запросы и предложения направлять по адресу:
352130 г. Кропоткин-7 Краснодарского края, КФ СКТБ «Стройдеталь».
Телефон для справок 58-2-95.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ЛЕНИНГРАДСКИЙ ОПЫТНЫЙ ЗАВОД ИНСТИТУТА ГИПРОЦЕМЕНТ

производит лабораторное оборудование для испытания цементов:

АВТОМАТИЧЕСКИЙ ВСТРЯХИВАЮЩИЙ СТОЛИК

●

ФОРМУ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ОБРАЗЦОВ-БАЛОЧЕК ИЗ ЦЕМЕНТНОГО РАСТВОРА

●

УСТАНОВКУ ДЛЯ РАЗЪЕМА ФОРМ

●

ШАРНИРНЫЕ УЗЛЫ К ГИДРАВЛИЧЕСКИМ ПРЕССАМ ДЛЯ ИСПЫТАНИЙ СТРОЙМАТЕРИАЛОВ

ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОБОРУДОВАНИЯ:

АВС-22 **Автоматический встряхивающий столик предназначен для определения консистенции цементного раствора по ГОСТ 310.4 — 81**
Частота циклов встряхивания 1 цикл/с
Высота свободного падения опорного столика 10 мм
Диаметр диска опорного столика 200 мм
Полное число циклов встряхивания 30
Тип привода электромеханический
Габарит 330×200×215 мм
Масса 12 кг

ФБС-2Б **Форма для изготовления образцов-балочек из цементного раствора по ГОСТ 310.4—81**
Размер формуемых балочек 40×40×160 мм
Число одновременно формуемых балочек 3
Габарит формы 250×180×60 мм
Масса 3,9 кг

УРФ-11 **Установка для разъема форм ФБС-2Б**
Время расформовки 5 с
Скорость перемещения каретки 6 м/мин
Ход каретки 0,5 м
Исполнение настольное
Мощность привода 0,25 кВт
Габарит 900×475×250 мм
Масса 80 кг

ШУ-2 (ШУ-20, ШУ-21, ШУ-22, ШУ-23) **Шарнирный узел к гидравлическим прессам П-50 2ПГ-50, 2ПГ-50А, ПСУ-50 для испытания стройматериалов**
Диаметр сферических шарниров 100 мм
Пятно контакта не менее 80 %
Масса 37 кг

МЛ-20 **Мешалка лабораторная предназначена для стандартных испытаний**
Мешалка представляет собой перемешивающий агрегат типа «миксер» настольного исполнения,
Число лопастей 3 (в том числе активных — 2)
Скорость вращения лопастей:
пассивной 40 об/мин
активных 40 об/мин
Вокруг оси:
ведущей 80 об/мин
ведомой 160 об/мин
Вместимость чаши 5 л
Время перемешивания 120 с
Процесс перемешивания автоматизирован
Габарит 260×510×672 мм
Масса 80 кг

ДЛЯ ОФОРМЛЕНИЯ ДОГОВОРОВ НА 1990 Г. И ПОСЛЕДУЮЩИЕ ГОДЫ ПИСЬМА ОТПРАВЛЯТЬ ПО АДРЕСУ:
193224, ЛЕНИНГРАД, ПЕР. ЧЕЛИЕВА, 13,
ОПЫТНЫЙ ЦЕМЕНТНЫЙ ЗАВОД ИНСТИТУТА ГИПРОЦЕМЕНТ.

Индекс 70050
60 коп.
ISSN 0005—9889 Бетон и железобетон, 1989, № 8, 1—32

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru