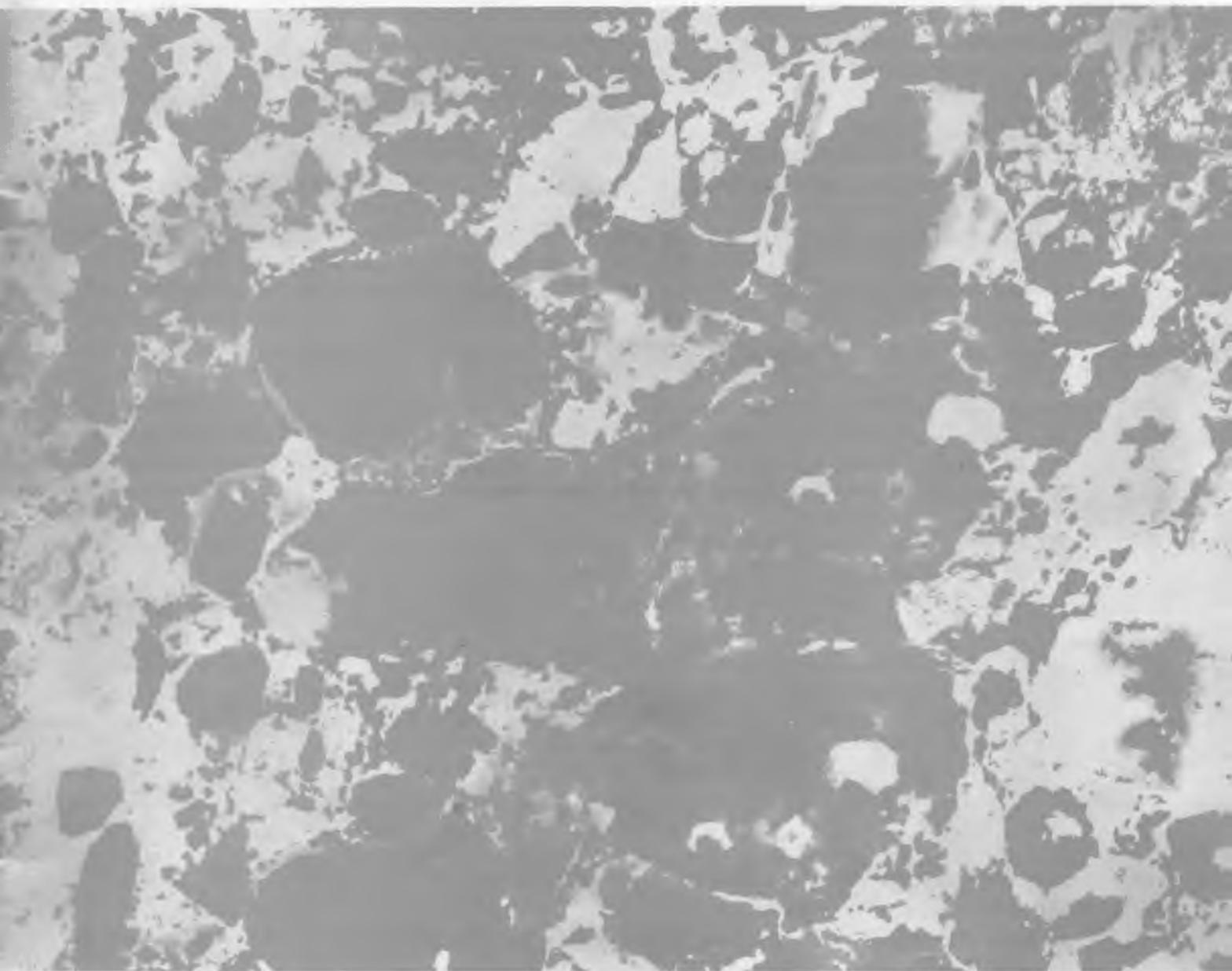


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

5

2003





КАРАТ

НАУЧНО-
ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ
ПРЕДПРИЯТИЕ

СОВРЕМЕННЫЕ МАЛОГАБАРИТНЫЕ ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

ОНИКС-2.41/2.42 - измерители прочности строительных материалов (удар+отскок), 1...100 МПа

ОНИКС-ОС - измеритель прочности бетона отрывом со скалыванием, 5...100 МПа

ВИМС-1.У - влагомер универсальный, 0...200 %, 100 характеристик

ВИМС-1.Д - влагомер древесины, 0...200 %, 28 пород древесины

ПУЛЬСАР-1 - ультразвуковой тестер (T,V,R, ρ ,E) 500...9000 м/с, 5...70 МПа, 0...10 м

ПОИСК-2.3/2.4 - измерители параметров армирования 0...170 мм, 3...50 мм, настройка на сталь, сканирование, акустический поиск, d_x

ВДЛ-5М - вихретоковый дефектоскоп металлов

ВИБРАН-01 - виброанализатор 1...1000 Гц, 0...500 мм/с, 27...256 линий спектра

ВИСТ-2.3 - виброметр 5...1000 Гц, 0...3 мм, 0...500 мм/с

ИЧСК-1 - измеритель частоты собственных колебаний, 22 Гц...18 кГц

МИТ-1 - мобильный измеритель теплопроводности 0,01...2 Вт/м²К



ВИМС-1.3 - влагомер зондовый, 0...100%

РТ-2 - одноканальный ПИ- регулятор температуры

ТЕРМОКОМ-4 - мобильный термографический комплекс

РТВ-2 - миниатюрный термограф -30...+85°С, $\varnothing 17 \times 6$ мм

ТЕРМОСКОП-1 - прибор обслуживания термографов

ТЕМП-3.Х - регистрирующие термометры и термогигрометры 2-3 канальные

- расширенные диапазоны
- высокая достоверность
- универсальность
- регистрация результатов в реальном времени
- сервисные компьютерные программы
- оптоинтерфейс
- дисплей с подсветкой
- малогабаритность
- корпус 145×70×25 мм
- аккумуляторное питание

РТМ-5.Х - многоканальный регулятор-регистратор для термообработки бетона 8 каналов, -50...+200°С

ТЕРЕМ-3.Х - многоканальные терморегистраторы

ТЕРЕМ-4 - универсальный регистратор деформации, температуры, теплового потока, влажности и др. параметров 64 канала

ТЕРМОТРАНСФЕР - прибор сбора данных регистрации

Специальные программы компьютерной обработки результатов измерений

454080, Челябинск-80, а/я 12771, тел.: (3512) 655-638, 608-742
E-mail: carat@chel.surnet.ru http://www.carat-ndt.ru

г.Москва НИИЖБ тел. (095) 174-75-13,
(095) 510-94-15

E-mail: carat@niizhb.ru 8-926-204-55-47

г.Санкт-Петербург тел. (812) 318-64-96

СОДЕРЖАНИЕ

КОНСТРУКЦИИ

БАШИРОВ Х.З., ЖИРОВ А.С. Легкобетонные слоистые конструкции повышенной эксплуатационной надежности 2

ТАЛАНТОВА К.В. Основы создания сталефибробетонных конструкций с заданными свойствами 4

ХЕГАЙ О.Н., ЭКЛЕР Н.А. Влияние длины зоны загрузки на прочность сталефибробетонных конструкций при изгибе 8

БЕТОНЫ

КРАСНОВ А.М. Морозостойкость и ползучесть высоконаполненного высокопрочного мелкозернистого песчаного бетона 10

ВАРЛАМОВ А.А., КРУЦИЛЯК Ю.М. Оценка изменений структурно-деформативных характеристик бетона в процессе его эксплуатации 14

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

МАИЛЯН Р.Л., МАИЛЯН Д.Р., ОСИПОВ М.В., ДЮДЮКИН Д.В.
Сопротивление железобетонных элементов изгибу при различных знаках и уровнях преднапряжения арматуры сжатой и растянутой зон сечения 16

В ПОМОЩЬ ЗАВОДСКИМ И СТРОИТЕЛЬНЫМ ЛАБОРАТОРИЯМ

ГУБАЙДУЛЛИН Г.А., КОПП А.И., БЛИНОВ А.А. Мобильный измеритель теплопроводности материалов 19

ТЕОРИЯ

БОНДАРЕНКО В.М., ИВАХНЮК В.А. Фрагменты теории силового сопротивления бетона, поврежденного коррозией 21

КРЫЛОВ С.Б. Расчет железобетонных балок на основе теории упруго-ползучего тела 23

ВОПРОСЫ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ

БЕДАРЕВ В.В. Влияние геометрических размеров на характер разрушения железобетонных колонн зданий с гибким первым этажом при сейсмических воздействиях 25

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

МИХАЙЛОВ К.В. Перспективы применения неметаллической арматуры в преднапряженных бетонных конструкциях 29

НАШИ ЮБИЛЯРЫ

К 80-летию А.Ф.Милованова 31

И.Ф.Руденко — 75 лет 32

*Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080
Издательская лицензия № 065354 от 14.08.97*

© Издательство "Ладья", журнал "Бетон и железобетон", 2003



Х.З.БАШИРОВ, А.С.ЖИРОВ, кандидаты техн. наук (ОАО "СМП-321 Транстрой")

Легкобетонные слоистые конструкции повышенной эксплуатационной надежности

Важнейшими задачами строительного комплекса в области бетона и железобетона на начало ХХI века являются расширение применения бетонов с высоким уровнем использования местных материалов, разработка новых конструктивных систем зданий на основе долговечных конструкций и гибких технологий, утилизация строительно-промышленных отходов и др. [1].

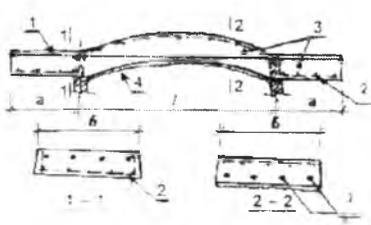
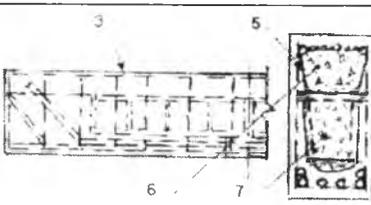
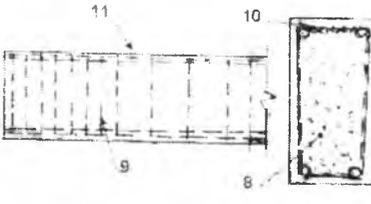
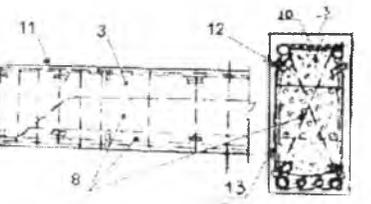
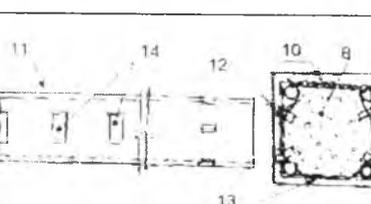
На частичное решение этих задач направлены исследования авторов данной статьи. Результаты этих исследований подтверждают, в частности, особую перспективность широкого применения легких бетонов всех видов в слоистых конструкциях. Именно здесь открываются наиболее широкие перспективы для использования местных материалов, включая строительно-промышленные отходы. В слоистых конструкциях удается также наиболее успешно решить проблемы долговечности. В частности, существенно увеличить сроки начальной безремонтной эксплуатации и последующие межремонтные сроки безостановочной работы конструкций в сложных условиях постоянного воздействия различных агрессивных сред [2].

К настоящему времени разработаны экспериментально апробированы и рекомендуются к более широкому применению несколько видов слоистых конструкций повышенной эксплуатационной надежности из легких бетонов (табл. 1). Для покрытий новых типов производственных зданий транспорта [3] предложены двухконсольные арочные плиты с прямолинейным расположением напрягаемой арматуры в пролете и на консолях. Сжатая зона по всей длине плиты может быть усилена сварной рулонной сеткой. Для этой конструктивной системы

оптимальным вариантом является однослойное исполнение с использованием бетона на пористых заполнителях плотной структуры классов В20–В30. Повышенная долговечность плит может обеспечиваться в этом случае малыми добавками

суперпластификаторов или водорастворимых полимеров, например смолы № 89 (цементнополимерный бетон). В случае повышенной агрессивности эксплуатационной среды в отапливаемой пролетной части здания на растянутую зону арочной

Таблица 1

№ п/п	Вид СК	Эскиз	Материалы
I	Двухконсольная арочная плита		1 — напрягаемая арматура; 2 — рулонная сетка; 3 — легкий цементно-полимерный бетон; 4 — напыляемый пенопласт
II	Балки с жесткими армосистемами		5 — стальной гнутый профиль; 6 — тяжелый бетон (В-30, В-40); 7 — демпфирующая вставка
III	Балки и колонны с железобетонным сердечником		8 — цементный керамзитобетон; 9 — сварной каркас; 10 — керамзитовая посыпка
IV	Балки и колонны с облегченным армосердечником		11 — мелкозернистый ПЦ-бетон; 12 — зажимы; 13 — гибкая оболочка
V	Сжатые стойки и колонны фахверка		14 — закладные детали для крепления стен

плиты дополнительно наносят слой напыляемого пенопласта.

При наличии значительных нагрузок, например, в технологических эстакадах электролизных цехов, балочные конструкции должны выполняться с жесткими армирующими системами, способными воспринимать до 85% длительных нагрузок. Бетон в наружной оболочке, принимая на себя часть нагрузки, пропорционально меняющейся при эксплуатации жесткости, выполняет свою главную функцию по надежной защите традиционных материалов армосистемы от агрессивных воздействий. В средней части на длине $2/3$ – $3/4$ пролета под жестким сжатым поясом армосистемы слабо нагруженный бетон исключается полностью за счет введения демпфирующей вставки из спрессованных в деревянной каркасной обойме отходов деревообработки. Балки этого вида успешно эксплуатируются без ремонтов более 20 лет в тяжелых условиях производства хлора и каустика на Стерлитамакском АО «Каустик» [4].

В несущих каркасах зданий и технологических сооружениях с нагрузками средней интенсивности могут эффективно применяться балки и колонны с железобетонным сердечником из конструкционного легкого бетона. После формования и непродолжительной пропарки поверхность горячих сердечников обрабатывается пескоструйным аппаратом, а затем в горячем состоянии их вибропогружают в смесь мелкозернистого полимерцементного (ПЦ-бетон) или полимерного бетона. В зависимости от условий эксплуатации, вида и толщины бетона наружная оболочка может дополнительно армироваться сеточной арматурой по всему контуру сердечника. Для надежности сцепления бетона сердечника и бетона оболочки по верхней плоскости сердечника осуществляют посыпку частично утопленным в легкий бетон керамзитовым гравием. Конструкции этого вида доведены до промышленной апробации и успешно эксплуатируются в течение 15 лет в технологических эстакадах цеха электролиза хлора Волгоградского АО «Каустик».

Для зданий и сооружений многоцелевого назначения со сложными условиями эксплуатации, напри-

мер, в среднеагрессивных средах, разработана новая технология изготовления слоистых балочно-стоечных конструкций повышенной эксплуатационной надежности. В частности, балки и внецентренно сжатые колонны выполняют с трехслойным сердечником из легких бетонов. Их формируют послойно в основной опалубочной форме с использованием специальных вставок. Бетон размещается в гибкой оболочке, зафиксированной в пространственном каркасе изделия, с использованием специальных зажимов. В готовом сердечнике вся рабочая и монтажная арматура размещается по его контуру, за счет чего существенно повышается надежность совместной длительной работы всех материалов.

В сжатых стойках и колоннах фахверка облегченный сердечник в армооболочке выполняется по той же технологической схеме, но однослойным.

Основные параметры жесткости, длительной прочности, трещино- и химической стойкости рассмотренных слоистых конструкций регулируются в более широком диапазоне по сравнению с возможностями традиционных конструктивных решений.

Одним из основных недостатков известных плоских перекрытий и покрытий из балочных элементов является их сравнительно большая общая строительная высота. Наши поисковые и экспериментальные исследования позволили выявить возможности существенного уменьшения влияния этого недостатка на общие технико-экономические показатели зданий. Такие реальные возможности открываются, в частности, при использовании в покрытиях и перекрытиях зданий слоистых плит низких сводов, выполняемых по новому конструктивно-технологическому решению [5]. Отличительной особенностью плит является то, что они имеют торцевые железобетонные вкладыши с уголковыми закладными деталями и выпусками сеточной арматуры. С выпусками соединена рабочая арматура сварных каркасов, размещенных в боковых слоях, и сварные сетки в верхнем и нижнем слоях. При этом нижний защитный и средний формообразующие слои в поперечном сече-

нии выполнены трапециевидной формы с параболическим очертанием верхней грани среднего слоя. Они формируются с использованием расслаивающейся смеси особолетого бетона при одновременном воздействии подогретого сжатого воздуха и обжимного профилирующего устройства. Верхние и боковые омоноличивающие слои выполнены из конструкционного легкого бетона плотной структуры в виде сводчатой оболочки, монолитно объединенной с торцевыми вкладышами. Повышенная надежность монолитного объединения всех армирующих частей с вкладышами обеспечивается также тем, что перед установкой пространственного каркаса плиты в опалубочную форму к боковым сварным каркасам и закладным деталям дополнительно присоединяют на сварке арочные стержни.

Надежность транспортировки и монтажа слоистых плит обеспечивается тем, что при предварительном изготовлении железобетонных торцевых вкладышей анкерующие стержни закладных деталей взаимно зафиксированы с гибкими кольцевыми монтажными петлями, выполненными из проволочных прядей или канатов. Повышение надежности длительной совместной работы всех слоев плиты может обеспечиваться дополнительно демпфирующей прослойкой из полимерцементного раствора, равномерно распределенной по всей поверхности крупнопористого легкого бетона в среднем слое.

По нижнему защитному слою плита может быть выполнена со строительным подъемом ломаного очертания, причем его максимальная величина в средних $2/4$ длины не должна превышать $1/200$ пролета. Необходимость выполнения слоистых плит с начальным строительным подъемом при пролетах более 7–8 м обуславливается тем, что эти конструктивные системы выполняются без предварительного напряжения арматуры. Их повышенная жесткость обеспечивается созданием распорной сводчатой системы непосредственно в самом конструктивном решении.

Результаты испытаний опытных конструкций слоистых плит низких сводов, приведенные в табл. 2, по-

Таблица 2

Основные показатели	Ед. изм.	Слоистые плиты с обычными опорами	Слоистые плиты с жесткими торцевыми стенками	
			плоские	с начальным выгибом
Суммарная нагрузка начала процесса разрушения	кН/%	30/100	51/170	72/240
Снижение темпа приращения относительных деформаций по растянутой грани	%	100	300–350	700–750
Суммарная нагрузка в момент образования первых трещин	кН/%	12/100	36/300	60/500
Полные интегральные деформации (прогибы) к моменту образования первых трещин	мм/%	8,3/100	3,6/43	2,5/31

казывают, что общая деформативность слоистых плит с торцевыми жесткими стенками при наличии строительного подъема снижается в 2,5–3 раза при примерно одинаковой приведенной жесткости их сечений. Это обеспечивается благодаря сводчатой конструкции верхнего слоя, монолитно объединенного с жесткими торцевыми стенками-упорами, а также вследствие повышения трещиностойкости по нижне-

му слою и замедления всего процесса разрушения за счет эффекта работы свода. Это подтверждается существенным повышением несущей способности слоистых плит 2-й и 3-й серий при примерно одинаковом расходе растянутой арматуры в плитах всех серий (см. табл. 2).

Таким образом, представленные в данной работе слоистые конструкции плит, балок и колонн позволяют успешно решить проблему комплек-

сного применения конструкций повышенной эксплуатационной надежности в зданиях и сооружениях с агрессивными технологическими средами. При этом существенно повышается эффективность использования в них легких бетонов всех видов на основе местных материалов, включая и строительно-промышленные отходы.

Библиографический список

1. Звездов А.И., Михайлов К.В., Волков Ю.С. XXI век — век бетона и железобетона // Бетон и железобетон. — № 1. — 2001. — С. 2–6.
2. Жиров А.С., Силин В.С., Баширов Х.З. Повышение эксплуатационной надежности и долговечности зданий и сооружений вагонного хозяйства // Транспортное строительство. — № 7. — 1987. — С. 23–25.
3. Баширов Х.З. Разработка новых типов производственных зданий вагонного хозяйства // Транспортное строительство. — № 5. — 1999. — С. 18–19.
4. Жиров А.С., Ильяшенко В.А., Бабков В.В., Никитин С.Н. Эффективные комплексные конструкции на основе легкого армополимербетона и их внедрение // Промышленное строительство. — № 8. — 1983. — С. 23–26.
5. Патент России № 2184195. Слоистая плита низких сводов и способ ее изготовления / Баширов Х.З. и Жиров А.С. Заявл. 27.12.2000 № 2001327448/03; опубл. — Бюл. № 18. — 2002.

К.В. ТАЛАНТОВА, канд. техн. наук (Алт ГТУ им. И.И.Ползунова)

Основы создания сталефибробетонных конструкций с заданными свойствами

На сегодняшний день разработаны различные способы регулирования свойств строительного композита - сталефибробетона (СФБ).

Информация о методах создания сталефибробетонных (сталефиброжелезобетонных) (СФЖБ) конструкций с заданными свойствами в известной нам литературе весьма ограничена. Некоторые специальные приемы производства СФБК приведены в работах [1, 5, 12–14].

Известно, что получить требуемые характеристики СФБ можно выбором [1]:

- объемного содержания фибр (μ_f , %V) от 0,5 до 3,0 на 1 м^3 (при традиционном приготовлении СФБ смеси) и до 15 и более на 1 м^3 (при использовании одного из нетрадиционных способов);

- отношения длины фибр к их диаметру (l_f/d_f) 50...120 (для традиционной технологии) и более 120

(для нетрадиционной технологии);

- диаметра фибр (d_f) от 0,1 мм до 1,2 мм.

Характеристики бетона и, следовательно, СФБ зависят, помимо фибрового армирования, от марки (min M400) и активности цемента, его физико-химических характеристик и количества, характеристик заполнителя и прежде всего его зернового состава и крупности. По данным исследований [3], целесообразно

но ограничение крупности заполнителя фракцией 10 мм до 10% от веса заполнителя.

Заданные прочностные и деформативные характеристики СФБ можно получить путем регулирования характеристик контактной зоны фибра – матрица и выбора фибры по прочностным и деформативным параметрам.

Характеристики фибр определяются их расчетными сопротивлениями R_f (от 200 до 960 МПа – для обычного и более 1000 МПа – для предварительно напряженного СФБ) и типом исходного материала: стальной проволоки, листа, сляба, расплава, токарной заготовки и т.п.

Регулирование свойств контактных зон (величины сцепления фибры с бетонной матрицей) может осуществляться различными способами. При этом касательное напряжение (τ_c) в зависимости от химической или механической обработки поверхности фибр, по данным [5], может изменяться до 7 раз. Среди прочих способов обработка фибр полимерцементными композициями [5, 7] позволяет повысить τ_c более чем в 3 раза, существенно сократить l_f/d_f , упростить процесс приготовления СФБ смеси, обеспечивая заданные прочностные характеристики композита и характер его работы.

Еще одна возможность создания СФБ с набором требуемых свойств – использование, помимо выше перечисленного, комбинированного армирования (КА) и комбинированного полидисперсного армирования (КПА), т.е. одновременного использования фибр различного вида [8]. Сочетания фибр при КА и КПА могут включать:

- стальные волокна, отличающиеся по диаметру и (или) длине;
- стальные волокна различных типов (из проволоки, листа, расплава и т.д.) и различных диаметров и длины;
- стальные плюс синтетические волокна;
- стальные волокна, отличающиеся по диаметру (и) или длине одного или различных типов (из проволоки, листа, расплава и т.д.), плюс синтетические волокна.

Такой подход позволяет регулировать в широких пределах физи-

ко-механические характеристики СФБ без увеличения производственных затрат.

Регулирование характеристик СФБ осуществляется и с помощью технологических приемов [9, 10]. В связи с этим можно выделить традиционные и нетрадиционные технологии. Первые, как известно, включают приготовление СФБ смеси, формование изделий и их твердение. При этом качество композита прежде всего зависит от правил проектирования и подбора состава СФБ смеси. В большинстве работ проектирование состава бетона – матрицы производится с использованием традиционных методов. В ряде случаев — с корректировкой состава на введенную фибру. Такой подход снижает результат, который можно ожидать от введения стальных фибр в бетон. В ранних исследованиях [2] отмечается, что в качестве матрицы бетонные смеси обычной рецептуры использовать нельзя. Размер, форма, геометрические характеристики поверхности и объемное содержание крупного заполнителя – все эти факторы могут сильно влиять не только на реологические свойства СФБ смеси, но и на его свойства в затвердевшем состоянии.

Избежать нежелательного снижения свойств СФБ можно, проектируя состав смеси с помощью специальной методики [4], учитывающей наличие в смеси стальных фибр, их d_f , l_f/d_f , μ_f , %V, а также их взаимодействия с ингредиентами смеси.

Выбор типа смесителя и режимов перемешивания СФБ смеси – это еще более значимые факторы регулирования свойств СФБ, чем для приготовления традиционных бетонных смесей. При этом особо ответственным этапом является введение фибр в смесь, так как равномерность их распределения и обеспечение мелкопористой структуры материала – это гарантия качества композита.

Наиболее часто подача фибр в смеситель осуществляется устройствами типа “беличье колесо” [13]. Кроме этого, используются пневматические и вибрационные устройства, в том числе вибрационный питатель фибры нового поколения, который обеспечивает высокую про-

изводительность и равномерную подачу фибр с $l_f/d_f = 100...300$ и более.

Специалистами разработаны и предложены различные способы перемешивания СФБ смеси, позволяющие также в известных пределах управлять ее свойствами [9]. В том числе одностадийный процесс (в выбранном типе смесителя) и двухстадийный, требующий два типа смесителей. Одностадийный способ — традиционное приготовление смеси, двухстадийный способ – приготовление смеси исходного бетона (матрицы) в турбулентном смесителе, а перемешивание с фибрами - в смесителе принудительного действия [9].

Формование СФБ элементов может осуществляться практически любыми разработанными для железобетонных конструкций методами. В том числе традиционным виброформованием, вибропрессованием, центрифугированием, роликовым формованием и т.п.

Условия твердения вносят свой вклад в характеристики материала, однако информация о роли режимов твердения весьма ограничена.

Упомянутая нетрадиционная технология разработана специально для производства СФБ конструкций. Она может не включать стадию перемешивания СФБ смеси. Примером является технология, описанная в [10]. По этой технологии вначале готовится не смесь, а фиброкаркас, который затем пропитывается растворной (бетонной) смесью матрицы. Такая технология позволяет увеличить содержание фибр в сечении элемента и за счет этого также регулировать свойства СФБ и конструкций с его применением. В зарубежной практике подобная технология используется при получении материалов с фирменными названиями “Simcon” и “Sifcon” [11].

К нетрадиционным можно отнести и так называемую отдельную технологию изготовления СФБК [13]. По данным авторов, она позволяет увеличить объемный процент армирования и соответственно длину фибр, т.е. расширить область фибрового армирования.

Перспективно и весьма эффективно производство СФБК методом погиба плоской свежееотформованной заготовки. Этот метод был раз-

ВАРИАНТ 2 (СФБ)

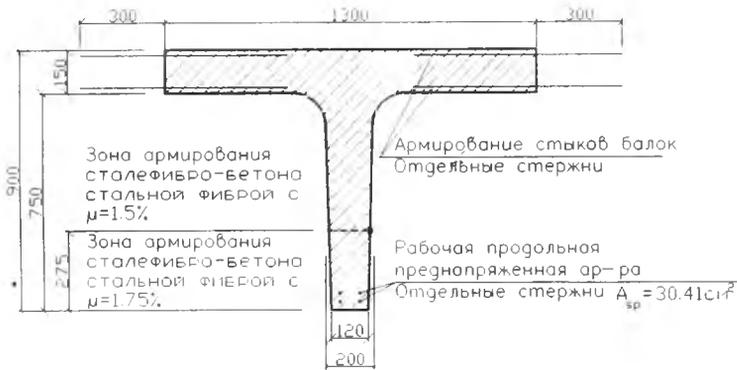


Рис. 2. Схема сечения сталефиброжелезобетонной балки пролетного строения L=15 м

В результате расчета сечений по несущей способности получены моменты и поперечные силы сечения для рассматриваемых вариантов (табл. 1). Конструкция СФЖБ балки представлена на рис. 2. Проверка по трещиностойкости и деформациям показала, что трещины в комбинированных СФЖБ элементах не образуются. Расчетный прогиб (f) составляет 0,012 м против предельного $f_{lim} = 0,0375$ м.

Результаты расчетов показали возможность сокращения размеров сечения сталефиброжелезобетонных балок следующим образом. Полная высота сечения балки уменьшена на 6,75%, высота полки уменьшена на 25%, ширина ребра – на 25 % (рис. 2). Таким образом, была принята геометрия сечения СФЖБ балки для выбранных материалов и их характеристик, которые обеспечивают надежность работы конструкции при соблюдении “разумного резервирования свойств”.

• Определение ТЭП балки на стадии проектирования

Сравнение технико-экономических показателей типовой (рис. 1) и проектируемых СФЖБ балок пролет-

ного строения показало, что предлагаемый подход к созданию конструкций позволяет обеспечить снижение их веса на 13%, расхода стали на 30 %, себестоимости на 12%, трудоемкости изготовления на 22 %.

2. РАЗРАБОТКА ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ РЕШЕНИЙ

Выбор технологии изготовления

- Производство СФЖБ балки целесообразно осуществлять по стендовой технологии в металлических формах с виброуплотнением СФБ смеси навесными вибраторами.

- В соответствии с принятой технологией формования элемента и типом его армирования требуемая подвижность СФБ смеси должна быть принята П1 (о.к. 1-2 см), исходная бетонная смесь – П2 (о.к. 3 – 4 см). Класс бетонной матрицы – В30, СФБ - В_f 35.

- Выбор сырьевых материалов

В соответствии с рекомендуемыми классами СФБ по прочности и требованиями ГОСТ для бетонов в технологических расчетах приняты:

- ✓ песок Шульгинского карьера с модулем крупности $M_{кр} = 2,1$,

удельной поверхностью $S_{уд} = 9,4$ м²/кг, абсолютной плотностью $\rho_0 = 2,66$ г/см³, насыпной плотностью в уплотненном состоянии $\rho = 1,81$ г/см³;

- ✓ цемент Искитимского цементного завода активностью $R_c = 40$ МПа, абсолютной плотностью $\rho_0 = 3,1$ г/см³ и насыпной плотностью $\rho = 1,3$ г/см³;

- ✓ фибра из проволоки $d_f = 0,5$ мм, $l_f = 50$ мм.

- Проектирование составов СФБ смесей должно быть выполнено для принятых параметров фибрового армирования с учетом характеристик материалов по специальной методике [4] в соответствии с полями напряжений, полученными в результате статического (динамического) расчета. Подбор составов СФБ смесей – по ГОСТ 27006.

Проектные составы СФБ смеси приведены в табл. 2.

- Контроль прочностных характеристик СФБ может быть выполнен

Таблица 2

Компоненты, кг	Расход компонентов на 1 м ³ смеси при объемном содержании фибр (μ, %)	
	1,5	1,75
Цемент	518	535
Песок	1527	1555
Вода	260	268
Фибра	117	136,5

по ГОСТ 10180 и RILEM TC 162-TDF [16].

- ТЭП технологических решений

Расчеты показали, что снижение технологических затрат на изготовление СФЖБ балки составило 20% против изготовления типовой балки.

- ТЭП проектных работ

По расчетным приведенным затратам суммарное снижение стоимости СФЖБ балки при обеспечении требований оптимизации составило 35%.

Библиографический список

1. Рекомендации по проектированию и изготовлению стале фибробетонных конструкций. НИИЖБ Госстроя СССР. М.: 1987. 47 с.

2. Swamy R.N. Fibre – reinforced

Таблица 1

Расчетные усилия и усилия сечений	Вариант 1 (типовой)	Вариант 2 (СФЖБ)
Изгибающий момент от внешн. нагрузки, M, кН•м	1599	1317
Поперечная сила от внешней нагрузки, Q, кН	417	383,6
Момент внутренних сил, M _{пер} , кН•м	2063	1668
Поперечная сила сечения, Q _{пер} , кН	451	416

concrete: mechanics, properties and applications.- "Indian Concrete Journal", 1974, v. 48, #1, p.7 - 16.

3. Павлов А.П., Куликов А.Н. Экспериментальные исследования фибробетона при центральном растяжении. В кн.: Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций. Межвузовский тематический научно-технический сборник N2. Л., 1975, с.9-17.

4. Талантова К.В. О методике проектирования состава сталефибробетонной смеси. В кн.: Актуальные проблемы строительного материаловедения/ М-лы Всероссийской научно-технической конф. Томск. 1998. с. 69-71

5. Шабловский Е.А. Стальные фибры для дисперсного армирования бетонных конструкций //Обзорная информация. Сер. Конструкции жилых и общественных зданий. Технология индустриального домостроения./ВНИИТАГ Госкомархитектуры. - М.: 1990. - Выпуск 4. 61 с.

6. Талантова К.В. Экспериментально - теоретические исследования контактной зоны матрица - волокно строительного композита – сталефибробетона. В кн.: Экспериментальные методы в физи-

ке структурно – неоднородных конденсированных сред. ЭМФ 2001. Композиционные и порошковые металлические материалы: Тр. Второй Междунар. научн.-техн. конф. Барнаул: Изд-во Алт гос. ун-та, 2001.С. 243 –248.

7. Применение достижений современной физики в технологии сборного железобетона./Под редакцией И.А.Лобанова и С.М. Вержникова. Изд – во литры по строительству. Л.1973.81с.

8. Голанцев В.А. Свойства и особенности полиармированных фибробетонов. Автореферат диссертации. Л. 1990. 20с.

9. Лобанов И.А. Основы технологии дисперсно - армированных бетонов (фибробетонов). Автореферат диссертации. Л. 1982. 34с.

10.Коротышевский О.В. Пути повышения эффективности дисперсного армирования бетона. (Опыт Латвийской ССР). Обзор. – Рига: ЛатНИИТИ,1987. – 43с.

11.Krstulovic-Opara N., Hayhayeghi A.R., Haidar M., Krauss P. Use of conventional and high performance steel-fiber reinforced concrete for bridge deck overlays. ACI materials journal.- 1995.-Vol. 92.№6 - p.669-671.

12.Гетун Г.В. Экспериментально –

теоретические исследования изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных в растянутой зоне слоем сталефибробетона. Автореферат диссертации. Киев. 1983. 20с.

13.Курбатов Л.Г. Проектирование и изготовление сталефибробетонных конструкций. Конструкции жилых и общественных зданий. Технология индустриального домостроения. Обзорная информация. Выпуск № 4. М.: ЦНТИ по гражданскому строительству и архитектуре. 1985. 55 с.

14.Курбатов Л.Г., Лобанов И.А. Особенности проектирования и технологии изготовления сталефибробетонных конструкций. – Л.: ЛДНТП. 1978. 27 с.

15.Талантова К.В., Михеев Н.М. Экспериментально – теоретические исследования тонкостенных водоотводных лотков из сталефибробетона. Вестник Томского Государственного архитектурно-строительного университета Томск, 2000. с. 143 - 152.

16.Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, recommendations. "σ-ε" design method. RILEM TC 162-TDF; Mat. And Struc., vol. 33, March 2000, pp. 75-81

О.Н. ХЕГАЙ, канд. техн. наук, Н.А. ЭКЛЕР, инж. (Хакасский технический институт – филиал КГТУ)

Влияние длины зоны загрузки на прочность сталефибробетонных конструкций при изгибе

Конструкции из сталефибробетона (СФБ) широко используются во многих областях строительства и с успехом применяются в таких странах, как Германия, Япония, Канада, США и др. Несмотря на в целом положительный опыт применения сталефибробетона в ведущих индустриальных державах, в нашей стране этому материалу уделяется незаслуженно мало внимания. В частности, до сих пор нет единой теории его прочности и деформативности. Многие вопросы работы этого материала под нагрузкой еще недостаточно изучены. Одним из них является вопрос влияния длины зоны загрузки на прочность элементов из фибробетона. Согласно теории "наиболее слабого звена", прочность всей цепи определяется

прочностью ее элемента, имеющего наименьшую прочность, т.е. чем больше длина, тем больше вероятность возникновения события - слабого сечения. Поэтому данный вопрос может оказаться значимым для расчета прочности СФБ элементов.

Обзор литературных источников показал, что работ, посвященных этой тематике, почти нет. Так, в [1] отмечается, что увеличение длины элемента практически не сказывается на его прочности. Данный вывод делается на основе результатов испытаний сталефибробетонных элементов на изгиб, в которых использовались фибры длиной 25 мм при проценте армирования $\mu_v=1,5\%$. Автор работы [2], анализируя исследования прочности сталефибробетонных элементов при изгибе, отме-

чает ее уменьшение на 20% с увеличением расстояния между приложенными изгибающими силами, но каких-либо пояснений по этому поводу не приводит. В работе [3] автор знакомит с результатами исследований влияния длины СФБ элементов на их прочность при испытаниях на растяжение и констатирует, что с увеличением расстояния между приложенными растягивающими силами прочность уменьшается. На основании этого в 1999 г. в ХТИ (филиале КГТУ) была проведена серия экспериментов, направленных на дальнейшее исследование этого вопроса.

Для решения поставленной задачи на базе лаборатории испытаний строительных конструкций ХТИ было изготовлено и испытано 12

№ серии	Параметры				Среднее значение прочности при изгибе, R_{fb} , МПа								
	бетонной смеси		армирования		балки 50x100x500 мм			плитки 20x100x400 мм			плитки 30x100x400 мм		
	В/Ц	Ц/П	l_f , мм	μ , %	Длина зоны приложения нагрузки L_3 , мм								
					0	70	140	0	50	100	0	50	100
1	0,45	1/2	30	0,7	5,57	3,17	4,83	8,16	5,87	8,48	6,00	6,14	6,26
2	0,45	1/3	30	0,7	4,80	2,62	3,71	5,42	4,87	5,88	4,67	4,66	5,86
3	0,45	1/2	30	1	4,44	3,05	4,29	6,59	4,79	6,55	5,85	4,39	5,89
4	0,45	1/3	30	1	4,40	3,31	4,51	7,17	4,37	6,08	5,50	4,62	5,97
5	0,45	1/3	30	1,5	6,00	3,77	5,68	6,89	5,53	8,32	5,98	5,92	6,01
6	0,45	1/2	30	1,5	6,68	4,96	6,39	7,33	7,38	7,64	6,36	5,35	5,70
7	0,45	1/2	60	0,7	5,81	4,16	5,32	6,73	5,46	7,79	8,23	5,82	7,19
8	0,45	1/3	60	0,7	6,01	3,43	5,40	7,77	5,35	8,63	7,68	5,78	5,57
9	0,45	1/2	60	1	7,22	5,62	6,20	8,15	8,01	6,71	7,79	7,31	8,77
10	0,45	1/3	60	1	7,77	5,63	6,21	7,12	5,66	7,44	7,02	5,67	6,89
12	0,45	1/3	60	1,5	8,30	4,40	6,86	8,14	6,06	7,65	10,98	7,82	10,58
13	0,45	1/2	60	1,5	9,14	5,83	7,24	8,20	5,27	8,61	8,98	8,25	9,55

Примечания: l_f – длина фибры; μ – процент армирования

серий образцов с различными параметрами сталефибробетонной смеси (см. таблицу).

Каждая серия включала в себя три типа образцов: 15 балок размером 50x100x500 мм, 15 плиток размером 20x100x400 мм и 15 плиток размером 30x100x400 мм. Всего было представлено 540 образцов.

Для изготовления опытных образцов применяли мелкозернистый бетон на цементе марки М400, кварцевом песке с модулем крупности 2,2 с Ташебинского карьера. В качестве фибрового армирования использовалась малоуглеродистая проволока по ГОСТ 3282 – 74 диаметром 0,8 мм, рубленая и профилированная на станках, изготовленных в ХТИ по разработке ЛенЗНИИ-ЭПа.

Фибробетонную смесь готовили в два этапа. Вначале в растворосмесителе емкостью 40 л получали бетонную смесь. Первоначально производилось смешивание сухих компонентов, затем небольшими порциями затворялась вода. Перемешивание длилось 5–10 мин в зависимости от консистенции смеси.

На втором этапе выполнялось армирование. Для этого экспериментальным путем определяли количество бетонной смеси, необходимое для формирования одного образца. Далее в эту смесь добавлялась фибра, заранее отмеренная согласно проценту армирования.

Так, например, для изготовления балки размером 50x100x500 мм требовалось 5,42 кг бетонной массы и 0,196 кг фибры при проценте армирования $\mu=1\%$, а для плитки размером 30x100x400 мм – 2,65 кг и 0,094 кг, соответственно, при том же проценте армирования.

После этого смесь перемешивали механизированным способом при помощи специально изготовленного миксера и вручную укладывали в формы. Уплотнение фибробетонной смеси выполнялось на вибростоле с амплитудой 0,3 мм, частотой 3000 ± 200 мин⁻¹ до появления цементного молока. По окончании уплотнения поверхность образцов выравнивали. После формирования образцы находились в стальной опалубке под слоем влажных опилок. В возрасте 7 сут их извлекали из опалубки, маркировали и далее хранили в камере нормального твердения при $t=18-20^\circ\text{C}$ и влажности воздуха $\varphi=70-80\%$.

Испытания образцов проводились на машине УМЭ-10 в возрасте 28 сут при $t=20^\circ\text{C}$ и влажности воздуха $\varphi=60\%$. В качестве исследуемой прочности была принята прочность при изгибе. Образцы загружались кратковременной статической нагрузкой, которая представляла собой две вертикальные сосредоточенные силы. С помощью специально изготовленной передающей траверсы с раздвижными опорами со-

здавалась различная длина зоны нагружения. Так, для балок она составляла 0, 70 и 140 мм, для плиток – 0, 50 и 100 мм. При каждом виде нагружения было испытано по 5 образцов каждого типа. Нагрузку прикладывали непрерывно до разрушения. Скорость нагружения составляла 6 кг/см² в 1 с. При испытании фиксировалось разрушающее усилие. Средние значения результатов испытаний приведены в таблице.

По полученным данным был проведен множественный корреляционно-регрессионный анализ влияния четырех факторов на прочность СФБ при изгибе. В ходе статистических исследований переменными факторами были: длина армирующих волокон (l_f), объемный процент армирования (μ), цементно-песчаное отношение (Ц/П) и длина зоны нагружения (L_3). Часть результатов опытов, коэффициент изменчивости по прочности у которых превышал 12%, была отсеяна. Поэтому в матрицу исходных данных, вводимых в ЭВМ, были включены результаты 451 опыта над СФБ образцами. На первом этапе была построена полная квадратичная модель с 14 эффектами.

Затем произвели отсев статически незначимых по t-критерию Стьюдента эффектов, в результате чего получили модель с 8 эффектами. Проверка значимости уравнения регрессии выполнена по F-критерию

Фишера с уровнем доверия 0,99. После дешифровки уравнение приняло вид

$$R = 0,12 - 0,22 \cdot L_3 + 0,336 \cdot \frac{C}{P} + 2,392 \cdot L_{\phi} + 0,0013 \cdot L_3^2 + 0,806 \cdot \left(\frac{C}{P}\right)^2 - 0,022 \cdot L_{\phi}^2 + 0,023 \cdot L_{\phi} \cdot \mu \quad (1)$$

Как видно из формулы (1), между длиной зоны приложения нагрузки и прочностью существует определенная зависимость. Для выяснения ее характера было построено уравнение чистой регрессии Y (прочности R_{fb}) на X_1 (длину зоны загрузки L_3)

$$Y = 0,0031 \cdot X_1^2 - 0,22 \cdot X_1 + 90,766 \quad (2)$$

На рисунке изображен график этого уравнения, из которого видно, что с увеличением расстояния между приложенными силами от 0 до 90 мм прочностью испытываемых образцов снизилась с 9,08 МПа до 8,12 МПа, т.е. более чем на 10%. При $L_3 = 50$ мм она оказалась равной 8,3 МПа (именно на этом участке процесс снижения прочности протекает наиболее интенсивно), далее

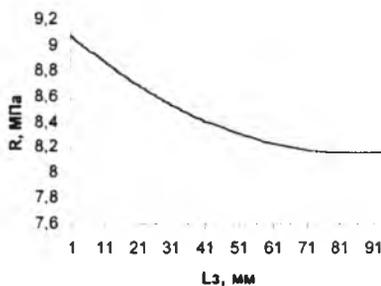


График зависимости прочности СФБ элементов от длины зоны приложения нагрузки

кривая становится более полой. После отметки 95 мм график требует более детальных исследований. Можно предположить, что после достижения длиной зоны приложения нагрузки определенного "граничного" значения снижение прочности становится несущественным и постепенно прекращается.

Экспериментально-статистические исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Экспериментально установлено, что прочность сталефибробетонных элементов при изгибе зависит от длины зоны загрузки: чем больше эта зона, тем ниже прочность СФБ элементов

2. Предположительно существует определенное "граничное" значение длины зоны загрузки, после достижения которого ее влияние на прочность становится несущественным

3. При проектировании и сравнительных испытаниях СФБ элементов следует учитывать фактор влияния длины зоны приложения нагрузки на их прочность, этот вопрос особенно важен при расчете конструкций, имеющих зоны локальных нагрузок, зоны опор при растяжении

4. Вопрос зависимости прочности сталефибробетона от длины зоны загрузки остается открытым и требует дальнейших исследований.

Библиографический список

1. Zollo R.F. Fibrous Concrete Flexural Testing – Developing Standardised Techniques – ACI Journal, september – october, 1980, v. 77, №5, p.363-368.
2. Крылов Б.А. Фибробетон и его свойства. Обзор. Строительство и архитектура. Вып. 4. М.: ЦИНИС, 1979, 44 с.
3. Хегай О.Н. Влияние длины сталефибробетонного элемента на его прочность. Сб. "Исследование эффективных пространственных конструкций для общественных зданий". Л.: ЛенЗНИИЭП, 1987.

БЕТОНЫ

А.М.КРАСНОВ, канд техн. наук, доц. (Марийский государственный технический ун-т)

Морозостойкость и ползучесть высоконаполненного высокопрочного мелкозернистого песчаного бетона

Для строительства жестких покрытий лесовозных автомобильных дорог из железобетонных сборно-разборных плит необходим прочный и долговечный цементный бетон.

В Марийском государственном техническом университете была разработана технология получения высоконаполненного мелкозернистого песчаного бетона высокой прочно-

сти [1–3]. Полученная прочность бетона на сжатие определяет износостойкость цементнобетонного покрытия, стойкость бетона к истиранию, скалыванию кромок плит, ударную стойкость. Подобный мелкозернистый бетон в конструкциях плит колеевых покрытий лесовозных автомобильных дорог, используемых в климатических условиях севера

России, должен обладать высокой морозостойкостью от попеременно-го замораживания и оттаивания и долговечностью от постоянно действующих как статических, так и циклических нагрузок большегрузных транспортных средств [4].

Исследование морозостойкости высоконаполненного высокопрочного мелкозернистого бетона (ВВМБ)

было проведено в соответствии с ГОСТ 10060-95 по первому методу насыщения и оттаивания бетонных образцов. Связано это с тем, что сборно-разборные плиты колеевых покрытий в эксплуатационных условиях зимнего времени не обрабатываются антиобледенителями (в частности, хлористым натрием).

Морозостойкость ВВМБ составила F600-700, что объясняется не только высокой структурной плотностью ($\gamma=2300 \dots 2330 \text{ кг/м}^3$), но и значительным содержанием в структурном объеме бетона резервных пор размером менее 0,1 мкм. На зависимость морозостойкости бетона от его резервной пористости указывается в работах [5–9]. Морозостойкость бетона можно считать гарантированной, если численный объем контракционно-гелевых пор будет соответствовать 1/3 общей капиллярной пористости [7].

Определяя различные типы пористости по формулам и взяв соотношение трудно обводняемых Π_2 и обводняемых Π_1 пор, можно дать оценку морозостойкости бетона без проведения исследования по переменному замораживанию и оттаиванию. В табл. 1 приведены значения капиллярной Π_1 и контракционно-гелевой (резервной) пористости Π_2 ВВМБ из которых видно, что мелкозернистый бетон должен считаться морозостойким.

Определение морозостойкости песчаных бетонов по ГОСТ 10060-95 (I базовый метод) требует дли-

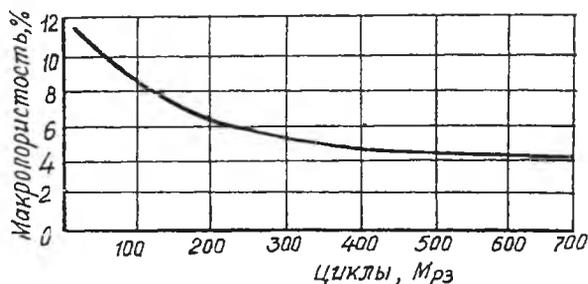


Рис.1. Зависимость морозостойкости бетона от величины его макропористости

тельного времени. В связи с этим в ряде работ предлагались ускоренные расчетные методы прогнозирования морозостойкости бетона на стадии подбора состава бетона. Но не все эти методы нашли широкое признание.

В [9] предложен метод определения морозостойкости бетонов по величине макропористости (поры размером более 0,1 мкм), который можно использовать при определении $M_{рз}$ ВВМБ.

Объем обводняемых пор определяется по формуле

$$\Pi_1 = (B - 2 \cdot \alpha \cdot Ц) / 10, \% \quad (1)$$

где B и $Ц$ – расход воды и цемента на 1 м^3 бетона; α – количество химически связанной воды в долях от массы цемента.

При средней степени гидратации цементного зерна в возрасте 28 сут после ТВО и нормальных условий

твердения (71% и 64% [7]) среднее количество связываемой воды цементом составит $(64+71)/2 \times 0,25 = 16,88\%$. По данным авторов [9] построен график зависимости морозостойкости бетона от макропористости Π_1 (рис. 1). Такая зависимость построена на основании многочисленных данных по морозостойкости бетона на крупном заполнителе без учета влияния наполнителей в вяжущем.

Исследованиями многих авторов по использованию тонкомолотых минеральных добавок в качестве составной части вяжущего было показано, что минеральная добавка увеличивает структурную прочность за счет заполнения ею части объема капиллярных пор размером 0,1–0,2 мкм. Поэтому в формуле (1) в расходную часть портландцемента вводится поправочный коэффициент с учетом полученных результатов в работе [11].

Для ВВМБ поправочный коэффициент $K_{ц}$ изменяется в соответствии с расходом наполнителя (табл. 2). По графику кривой (рис. 1) и найденному по (1) значению Π_1 определяется морозостойкость мелкозернистого бетона по числу циклов попеременного замораживания и оттаивания. Из полученных результатов видно, что морозостойкость ВВМБ довольно высокая и составляет более 700 циклов попеременного замораживания и оттаивания благодаря высокой плотности и достаточной резервной пористости [10].

При использовании II базисного метода ГОСТ 10060.02-95 морозостойкость ВВМБ составила F300.

Деформация ползучести бетона является одним из свойств, обус-

Таблица 1

Тип пористости	По Г.И.Горчакову [6]		По Ю.М.Баженову [8]			
	формула	$\Pi_1, \%$	$\Pi_2, \%$	формула	$\Pi_1, \%$	$\Pi_2, \%$
Капиллярная	$B - 0,5 \alpha Ц / 1000$	6,9		$B - V_{пг} - V_{хсв}$	8,94	
Гелевая	$0,2 \alpha \cdot Ц / 1000$		4,0	$0,28 V_{тгг}$		2,91
Контракционная	$0,09 \alpha Ц / 1000$		1,82	$V_{хсв} = 0,25 \alpha Ц$		5,16
Количество воды	$W_n = \alpha / 4$			$V_{тгг} = [Ц / \rho_{ц} + 0,25 Ц (1 - 0,254)] \alpha = 10,41$		
$D_{мрз}$ -коэф-нт длительной морозостойкости	Π_2 / Π_1		0,84	Π_2 / Π_1		0,90

B – расход воды в л/м^3 ; $Ц$ – расход цемента в кг/м^3 ; α – степень гидратации цементного зерна $W_n / (W_n)_{\text{max}}$; W_n – связанная вода при гидратации цемента во времени; $V_{пг}$ – объем пор геля; $V_{хсв}$ – объем химически связанной воды; $V_{тгг}$ – объем твердых продуктов гидратации.

Расход МН при соотношении Ц : МН	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Поправочный коэффициент $K_{\text{ц}}$	1,0	1,05	1,15	1,3	1,35	1,4	1,45	1,56	1,6	1,5	1,4

повливающих долговечность бетонных конструкций. Ее физическая природа, по высказыванию многих ученых, сводится к постепенному разрушению созданных в цементных бетонах энергетических связей на микро- и макроуровнях. Поэтому при вычислении $\epsilon_{\text{полз}}$ из полной деформации ползучести необходимо вычитать деформации усадки этого же бетона, слагаемые из упругомгновенных ($\epsilon_{\text{уп}}$) и свободной относительной деформации усадки ($\epsilon_{\text{ус}}$).

$$\epsilon_{\text{б}}(t) = \epsilon_0 + \epsilon_{\text{п}}(t) - (\epsilon_{\text{уп}} + \epsilon_{\text{ус}}) \quad (2)$$

В соответствии ГОСТ 25544-81 мелкозернистый песчаный бетон в возрасте 28 сут выдержки во влажных условиях был подвержен статической нагрузке с напряжением 0,2; 0,4; 0,5 $R_{\text{пр}}$. Результаты исследований представлены графиками кривых ползучести при сроках наблюдения $t=100, 240$ и 660 сут (рис. 2). При сроке наблюдения 100 сут

бетон показал деформации ползучести: $\epsilon_{\text{полз}}^{100} = 0,115; 0,176; -0,346$ мм/м; при 240 сут: $\epsilon_{\text{полз}}^{240} = 0,134; 0,225; 0,370$ мм/м; при 660 сут бетон второй серии ($\sigma = 0,4R$) показал деформацию ползучести $\epsilon_{\text{п}}(t) = 0,3102$ мм/м. Из результатов исследований видно, что с увеличением напряжения в бетоне наблюдается рост ползучести.

Для сравнения результатов нашего исследования ВВМБ с данными исследований других авторов в табл. 3 приведены значения их ползучести и меры ползучести.

После снятия статических нагрузок бетонные образцы в возрасте 100 и 660 сут мгновенно снизили свои деформации ползучести до $\epsilon_{\text{уп}}^{\text{об1}} = 0,034; \epsilon_{\text{уп}}^{\text{об2}} = 0,0710; \epsilon_{\text{уп}}^{\text{об3}} = 0,0838$ мм/м – упругие обратимые деформации.

Наблюдения за деформациями после действия нагрузки в течение 240 сут выявили обратимые деформации ползучести, которые проявлялись в течение $t=10 \dots 40$ сут. Зна-

чения их в трех сериях образцов соответствуют степени нагружения $\epsilon_{\text{п}}^{\text{об}} = 0,0380; 0,0400; 0,0500$ мм/м.

Для установления истинной пластической деформации ползучести $\epsilon_{\text{пл}}(t)$ учитывали все деформации после действия нагрузки – упругие начальные деформации ϵ_0 ; упругие обратимые деформации $\epsilon_{\text{уп}}^{\text{об}}(t)$; обратимые деформации ползучести $\epsilon_{\text{пл}}^{\text{об}}(t)$ и деформации усадки $\epsilon_{\text{ус}}(t)$ с момента времени загрузки бетона от постоянно действующей механической нагрузки.

В табл. 4 представлена зависимость деформации ВВМБ от степени напряжения, создаваемой постоянно действующей нагрузкой и изменением влагосодержания в бетоне.

Для прогнозирования конечной меры ползучести мелкозернистого бетона были использованы эмпирические формулы Европейского комитета по бетону и работы [12], в которые были введены дополнительные коэффициенты $M_{\text{п}} = 0,135$ для формулы (3) и $M_{\text{п}}^* = 0,8$ для формулы (5).

Формула Европейского комитета по бетону (ЕКБ)

$$C_m(t) = \frac{K_1(B + 0,33Ц)}{\sqrt{R}} \cdot B / Ц \quad (3)$$

после введения коэффициента $M_{\text{п}}$ принимает вид

$$C_m(28) \cdot 10^6 = 0,135 = \frac{(B + 0,33Ц)}{\sqrt{R}} \cdot B / Ц \quad (4)$$

формула из [12]

$$C_m(t) = \frac{K_2 \cdot B}{R} \quad (5)$$

после введения $M_{\text{п}}^*$ принимает вид

$$C_m(28) \cdot 10^6 = 0,8 \frac{B}{R} \quad (6)$$

где B – вода затворения в л/м³; $Ц$ – расход портландцемента в кг/м³; R – кубиковая прочность в МПа; K_1 и K_2 – коэффициенты, учитывающие размеры сечения элементов и влажности окружающей среды ($\bar{r} = 2,5$ см; $W=70\%$), которые соответственно равны $0,92 \cdot 10^{-6}$ и $16 \cdot 10^{-6}$.

Вычисление по формулам (4, 6) значения конечных мер ползучести для ВВМБ показало, что ошибка не превышала 5,8% от опытного среднего значения конечной меры пол-

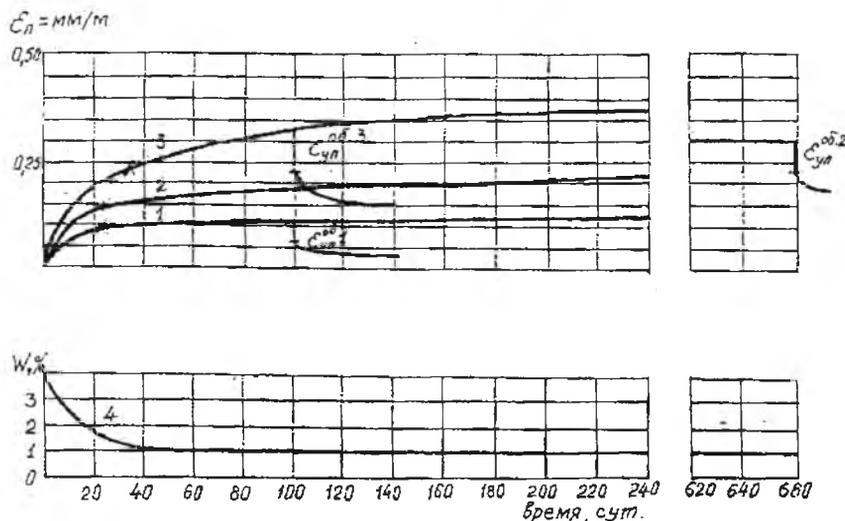


Рис. 2. Влияние начальных напряжений сжатия на деформации ползучести ВВМБ 1 – напряжение $\sigma_1 = 0,2R_{\text{пр}}$; 2 – то же $\sigma_2 = 0,4R_{\text{пр}}$; 3 – то же, $\sigma_3 = 0,5R_{\text{пр}}$; 4 – изменение относительной влажности песчаных бетонов

№ п/п	Состав бетона				Срок набл., t сут.	Класс бетона по прочности В, (R, МПа)	Степ. напр., η	Мера ползучести, $C_{к6} \cdot 10^{-6}$, см ² /кг	Ползучесть бетона, $\epsilon_{полз}$, мм/м	Источник
	Ц	МН	В	В/Ц						
<i>Мелкозернистые бетоны</i>										
1	306	245	170	0,555	240	70*(88)	0,2	1,49	0,1340	Автор
2	306	245	170	"-"	240	70*(88)	0,4	1,25	0,2250	Автор
3	306	245	170	"-"	240	70*(88)	0,5	1,64	0,3700	Автор
4	490	160	190	0,388	240	38(50)	0,25	4,0	5,0	[11]
5	435	145	327	0,7	240	24(30,7)	0,25	15,0	11,513	[11]
6	260	90	190	0,73	240	15(19,4)	0,25	14,7	0,713	[11]
7	350	-	190	0,543	240	28(36,1)	0,24	6,0	5,41	[11]
8	850	-	204	0,24	197	43(56)	0,45	2,6	-	[12]
9	1130	-	305	0,27	418	81(104)	0,45	4,8	-	[12]
10	762	-	179	0,235	210	79(101,5)	0,30	34	-	[13]
<i>Тяжелый бетон на крупном заполнителе</i>										
11	487	255**	168	0,345	210	80(104,6)	0,30	20,6	-	[13]
12	444	-	180	0,40	240	34(43,8)	0,20	8,48	-	[14]
13	457	-	192	0,42	412	37,8(62,4)	-	4,5	-	[12]
14	367	-	156	0,43	158	28(36,0)	0,45	4,0	-	[12]

* - испытания опытных образцов проводили после 28 сут выдержки в нормальных водных условиях.

** - модификатор МБ-50С (кремнезем, зола уноса, суперпластификатор в соотношении 43:43:14)

Таблица 4

Степень нагружения от прочности бетона, $\sigma/R_{пр}$	Деформации бетона					
	$\epsilon_{ус}(t)$	ϵ_0	$\epsilon_n(t)$	$\epsilon_{уп}^{об}(t)$	$\epsilon_{пп}^{об}(t)$	$\epsilon_{пп}(t)$
0,2	0,12	0,081	0,134	0,034	0,038	0,023
0,4	0,12	0,1131	0,225	0,071	0,040	0,1071
0,5	0,12	0,1393	0,37	0,0838	0,050	0,156

зучести $C_{к6} \cdot 10^{-6} = 1,46$ см²/кг (табл.3).

Таким образом, высоконаполненный мелкозернистый бетон высокой прочности, обладающий высокой морозостойкостью (F600...700) и низкой мерой ползучести, сравнимой с характеристикой ползучести тяжелых цементных бетонов на крупном заполнителе, может быть использован в технологии производства дорожных плит kolejного покрытия лесовозных автомобильных дорог и в высоконапряженных элементах конструкций инженерных сооружений промышленно-гражданского строительства.

Библиографический список

1. Краснов А.М. Усадочные деформации высоконаполненного высокопрочного мелкозернистого песчаного бетона /

А.М. Краснов //Бетон и железобетон. - 2003. - №3. - С. 8-10.

2. А.с. 1310362, СССР Бетонная смесь. /А.М. Краснов, В.Г. Журавлев, С.В. Аганина, Е.П. Новожилова //Открытия и изобретения. - 1987. - N18.

3. Краснов А.М. Способы формования строительных изделий из бетонной смеси//Положительное решение Роспатента (Россия) к заявке № 2002102628/3(002883) от 04.02.2002 г.

4. Кулыгин Ю.С. О ползучести бетона при многократно повторяющихся сжимающих нагрузках/Ю.С.Кулыгин, И.К. Белоборов, Ю.Н.Кардовский//Ползучесть и усадка бетона.-М.:НИИЖБ, 1969. С.57-66.

5. Шестоперов С.В. Долговечность бетона транспортных сооружений/С.В.Шестоперов. - М.: Транспорт, 1966.

6. Горчаков Г.И. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений/Г.И.Горчаков, М.М.Капкин, Б.Г.Скрамтаев. - М., 1965.

7. Шейкин А.Е. Структура и свойства цементных бетонов/А.Е.Шейкин, Ю.В.Чеховский, М.И.Бруссер. - М.: Стройиздат, 1979.

8. Баженов Ю.М. Технология бетона: Учеб. пособие для технол. строит. вузов/Ю.М.Баженов. - 2-е изд., перераб. - М.: Высш. шк., 1987.

9. Баженов Ю.М. Строительные материалы/Ю.М.Баженов, Г.И.Горчаков. - М.: Стройиздат, 1986.

10. Патент № 1726424. Россия. Комплексная добавка для бетонной смеси / А.М.Краснов, М.С.Комелин, В.П.Ившин, и др.//Открытия и изобретения. - 1992. - N14.

11. Берг О.Я. Высокопрочный бетон/ О.Я.Берг, Е.Н.Щербаков, Г.Н.Писанко. - М.: Стройиздат, 1971.

12. Львович К.И. Деформации песчаных бетонов под нагрузкой/К.И. Львович, В.А.Яструбинский//Бетон и железобетон. - 1980. - N2. - С. 18-19.

13. Каприелов С.С. Влияние органоминерального модификатора МБ-50С на структуру и деформативность цементного камня и высокопрочного бетона/ С.С.Каприелов, Н.И.Карпенко, А.В.Шейнфельд, Е.Н.Кузнецов//Бетон и железобетон. - 2003. - N3. - С. 2-7.

14. Улицкий И.И. Теория и расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом длительных процессов/ И.И.Улицкий. - Киев, Будивельник, 1967.

Оценка изменений структурно-деформативных характеристик бетона в процессе его эксплуатации

В условиях значительной физической и моральной изношенности зданий и сооружений и роста объемов реконструкции на одно из первых мест выходят вопросы, связанные с выявлением фактического состояния, работоспособности и долговечности эксплуатирующихся и вновь возводимых объектов. Для оценки состояния железобетонных конструкций и возможности дальнейшего прогнозирования их поведения предлагается произвести сравнение фактической диаграммы поведения бетона "σ-ε" с первоначальной моделью бетона, что даст общую картину произошедших изменений. Фактическая диаграмма "σ-ε" получается по результатам испытания отобранных из конструкций образцов. За первоначальную диаграмму поведения бетона предлагается принять статистическую модель, принятую на основе обработки экспериментальных данных, полученных в результате испытания призм базового размера по методике Норм.

Для построения модели поведения бетона были изготовлены опытные образцы базового размера в лаборатории ЖЗБИ ОАО "Магнитострой". Для изготовления использовали составы, используемые при производстве конструкций из бетона классов В7,5; В15; В20 и В30.

Обработку результатов испытаний призм проводили, используя ступенчатую форму записи диаграммы работы бетона (рис. 1). Это дало возможность разделить полные деформации бетона на отдельные составляющие (упругие деформации, деформации быстроснатекающей ползучести, неупругие мгновенные деформации, деформации упругого последствия) и оценить изменения, которые произошли в процессе эксплуатации конструкции (изменение модуля упругости, неупругих деформаций и др.), на основе сравнения с фактической диаграммой. Испытания проводили на центральное сжатие, согласно требований Норм, при кратковременном, не многократно повторном и длительном нагружении.

По результатам кратковременных испытаний бетонных призм были получены зависимости напряжений от деформаций для всех четырех составов бетонов с призмочной прочностью в пределах 12...41 МПа. Обработку данных проводили в относительных единицах с помощью программы по подбору однофакторных регрессионных уравнений независимо по параметрам "ε - σ/R_{bi}" и "ε - R_{bi}/R_{b0}". За базовую призмочную прочность R_{b0} при обработке данных принимали значение прочности четвертого состава – 34,4 МПа. Проверка полученной модели показала, что она адекватно описывала исходные данные при относительных напряжениях равных 0,4...0,6. Для расширения диапазона работы

модели были проведены дополнительные статистические исследования методом факторного анализа.

При проведении факторного анализа использовали данные, полученные в наших исследованиях, а также результаты испытаний, приведенные в других работах [1, 2, 3]. Из множества исследуемых в работах переменных были выбраны семь: деформации, соответствующие призмочной прочности (ε_{bR}); призмочная прочность (R_b); водоцементное отношение (В/Ц); активность цемента (R_ц); объем щебня (V_щ); соотношение по весу песка и щебня (П/Щ); плотность (ρ). Принцип выбора переменных основывался на возможности определения их или их аналогов в эксплуатирующихся конструкциях.

Полученные результаты выявили тенденцию разделения исследуемых переменных на две группы факторов, которые объясняли 80-95 % исследуемой дисперсии.

Первый фактор (x₁) в основном характеризовался переменными, зависящими от прочности и объяснял около 60 % дисперсии, второй фактор (x₂) объединял переменные, описывающие структуру материала, и добавление его вносило дополнительно 20-35 % дисперсии.

Для построения модели поведения бетона в дальнейшем использовали регрессионный анализ для каждого вида деформаций.

Оценки искомых коэффициентов регрессии определялись методом наименьших квадратов с использованием системы STATISTIKA в среде Windows (фирма

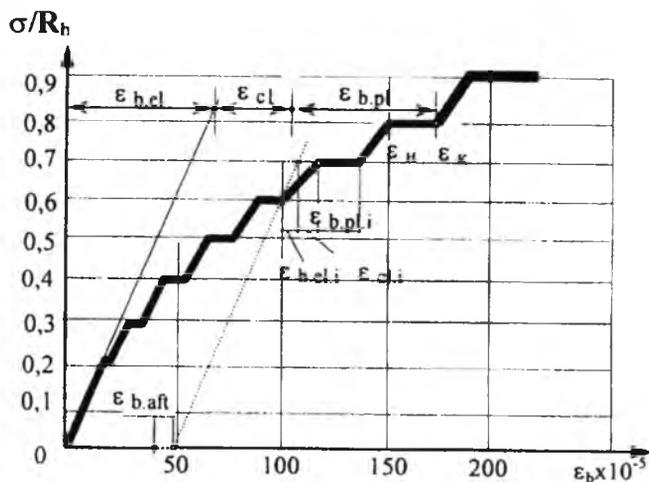


Рис. 1. Модель диаграммы работы бетона

производитель StatSoft Inc., USA), где один из модулей этой системы Reg. Analysis.

Для нахождения регрессионного уравнения, адекватно описывающего полученные нами экспериментальные данные, анализировали полином пятой степени со всеми возможными взаимодействиями и сочетаниями. Из всех возможных вариантов сочетания выбирали модель по следующим принципам: наименьшее число членов модели, наиболее адекватно описывающей исходные данные, и наименьшая величина свободного члена уравнения.

По результатам обработки исходных данных уравнение регрессии для упругих деформации получилось в виде

$$\varepsilon_{b,el} = \frac{\sigma}{E_0} = \left(\frac{\sigma}{R_{b1}} \right) \left(\frac{0,552 + \frac{R_t}{R_{b0}}}{1130} \right) \quad (1)$$

Уравнение для деформаций быстرونатекающей ползучести, наиболее полно отвечающее исходным принципам, получили в виде

$$\varepsilon_{cl} = y = \sigma_0 + \sigma_1 \cdot x_1^3 + \sigma_2 \cdot x_2^2 + \sigma_3 \cdot (x_1 \cdot x_2 \cdot x_3^2), \quad (2)$$

где $\sigma_0 = 4,691$; $\sigma_1 = 74,773$; $\sigma_2 = 19,781$; $\sigma_3 = -151,991$; x_1 - относительные напряжения (σ/R_b); x_2 - относительная прочность (R_{b1}/R_{b0}); x_3 - относительный объем растворной части (V_{p-pa}/V_b); y - относительные деформации ($\varepsilon \times 10^{-5}$).

Неупругие мгновенные деформации получили в виде

$$\varepsilon_{b,pl} = y = \sigma_0 + \sigma_1 \cdot x_1^3 \cdot x_2 + \sigma_2 \cdot x_2 \cdot x_3, \quad (3)$$

где $\sigma_0 = 14,1329$; $\sigma_1 = 59,7722$; $\sigma_2 = -30,3164$.

Деформации упругого последействия

$$\varepsilon_{b,afi} = y = \sigma_0 + \sigma_1 \cdot x_1 + \sigma_2 \cdot x_3, \quad (4)$$

где $\sigma_0 = 3,0428$; $\sigma_1 = 5,0682$; $\sigma_2 = -15,8368$.

Построить ступенчатую модель для описания поведения поперечных деформаций не удалось, что можно объяснить разными физическими процессами деформирования бетона в продольном и поперечном направлениях. Результаты обработки полученных данных измерения поперечных деформаций бетона описали двумя кривыми (рис. 2).

Для верхней кривой поперечных деформаций получена зависимость

$$\varepsilon_{\sigma} = y = b_0 + b_1 \cdot x_1^2, \quad (5)$$

где $b_0 = 3,076$; $b_1 = 42,683$.

Для нижней кривой поперечных деформаций получена следующая зависимость

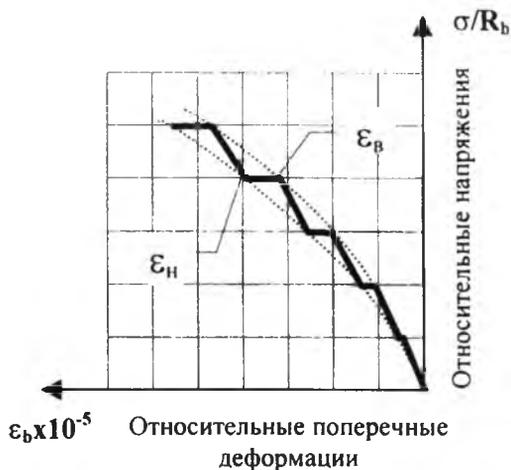


Рис. 2. Описание поперечных деформаций бетона ε_{σ} - верхняя кривая; ε_{η} - нижняя кривая

$$\varepsilon_{\eta} = y = b_0 + b_1 \cdot x_1^2, \quad (6)$$

где $b_0 = 3,575$; $b_1 = 46,131$.

На рис. 3. показано сопоставление полученных моделей с моделью работы бетона, предлагаемой ЕКБ-ФИБ.

Введение дополнительного фактора в модель (необходимость этого показал факторный анализ) позволило расширить диапазон действия модели от 0,3 до 0,85 от уровня напряжений, но при этом усложнило модель. Дальнейшее увеличение числа факторов в модели нецелесообразно, так как это может улучшить сходимость данных, полученных с использованием модели, с опытными данными не более чем на 5...7%, но при этом сильно затруднит или сделает невозмож-

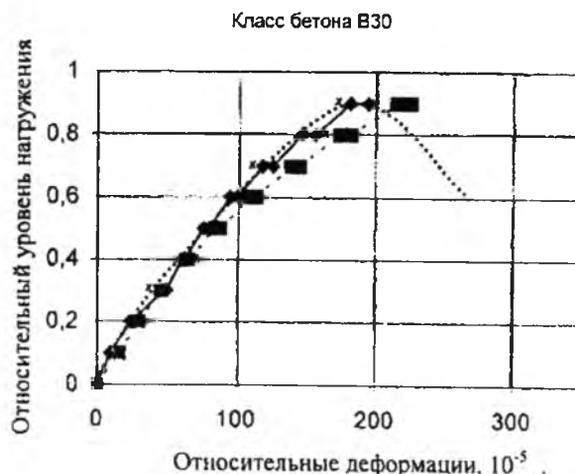


Рис. 3 Сравнение моделей

--- двухфакторная модель; ----- трехфакторная модель; модель ЕКБ-ФИБ; x — экспериментальные данные строительной лаборатории ОАО "Магнитострой"

ным определением этих факторов в натуральных конструкциях. Кроме того, определение дополнительных характеристик материала приведет к возникновению новых ошибок.

Для оценки изменения структурно-деформативных характеристик эксплуатирующегося бетона было произведено сравнение фактических усредненных диаграмм " $\sigma - \varepsilon$ ", полученных методом наименьших квадратов, с диаграммами, построенными по аналитическим зависимостям. Фактические диаграммы были получены по результатам испытаний отобранных образцов размером 40x40x160 мм из конструкций несущих вертикальных панелей девятиэтажных домов серии 121 города Магнитогорска и железобетонных колон действующих цехов ОАО "ММК". Полученная модель бетона с достаточной для практических целей точностью (максимальное расхождение экспериментальных данных

до 15 %) описала поведение бетона. Хорошее совпадение фактических диаграмм с моделью поведения бетона было объяснено малым уровнем нагружения исследуемых конструкций (в основном, не превышающим 0,5 от призмочной прочности бетона).

Библиографический список

1. Гузев Е.А., Леонович С.Н., Милованов А.Ф., Пирадов К.А., Сейланов Л.А. Разрушение бетона и его долговечность. Минск, 1997. - 170 с
2. Бачинский В.Я., Бамбура А.Н. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона. Киев, 1987. - 24 с.
3. Львовский Е.Н. Экспериментально-статические исследования прочностных и деформативных характеристик бетона // Экспериментальные исследования инженерных сооружений / Сб. науч. тр. - М.: Наука, 1973. - С. 34 - 42.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Р.Л.МАИЛЯН, засл. деятель науки и техники России, почетный академик РААСН, Д.Р.МАИЛЯН, д-р. техн. наук, проф., М.В.ОСИПОВ, Д.В.ДЮДЮКИН, магистры (Ростовский государственный строительный ун-т)

Сопротивление железобетонных элементов изгибу при различных знаках и уровнях преднапряжения арматуры сжатой и растянутой зон сечения

В железобетонных элементах с продольной арматурой S_p и S'_p , сосредоточенной соответственно около растянутой (или менее сжатой) и сжатой граней, возможны 7 вариантов предварительного напряжения арматуры: 1) $\sigma_{sp} = \sigma'_{sp} = 0$ (без преднапряжения); 2) $\sigma_{sp} > 0$; $\sigma'_{sp} = 0$; 3) $\sigma_{sp} > 0$; $\sigma'_{sp} > 0$; 4) $\sigma_{sp} > 0$; $\sigma'_{sp} < 0$; 5) $\sigma_{sp} = 0$; $\sigma'_{sp} < 0$; 6) $\sigma_{sp} < 0$; $\sigma'_{sp} = 0$; 7) $\sigma_{sp} < 0$; $\sigma'_{sp} < 0$.

Элементы со второй и третьей комбинациями преднапряжений, в которых арматура растянутой зоны подвергается предварительному растяжению, а сжатой зоны либо остается без преднапряжения или также предварительно растягивается, исследованы во многих работах, отражены в нормах проектирования и используются в строительстве.

При четвертой комбинации арматура S_p подвергается предварительному растяжению, а S'_p - предварительному сжатию. Элементы с таким комбинированным преднапряжением привлекли к себе внимание специалистов, т.к. предварительное сжатие арматуры сжатой зоны позволяет значительно повысить предельные напряжения в высокопрочной сжатой арматуре, что приводит к существенному снижению расхода стали. Ис-

следованию таких элементов посвящены работы последних лет [1-4], а практическому применению - [6]. Эффективный способ изготовления железобетонных элементов с комбинированным преднапряжением изложен в Патенте [5].

Разновидностью четвертой комбинации является пятая, отличающаяся тем, что арматура S_p преднапряжению не подвергается.

В шестой и седьмой комбинациях преднапряжения арматуры S_p и S'_p предусмотрено предварительное сжатие арматуры растянутой зоны изгибаемых элементов.

Ранее такие элементы не рассматривались и не исследовались, так как априори было ясно, что это приведет к снижению трещиностойкости и увеличению прогиба балок. При этом, однако, существенно повышается несущая способность элементов, т.к. суммарные напряжения в арматуре растянутой зоны при $\xi \leq \xi_R$ к моменту исчерпания прочности увеличатся на величину предварительного сжатия и составят $\gamma_{s6} R_s + \sigma_{sp}$, следовательно, появится возможность сократить расход стали.

Таким образом, если требования по трещиностойкости и прогибу балок в отдельных случаях можно снизить и удовлетворить, то предварительное сжатие арматуры растянутой зоны окажется выгодным.

Результаты исследований РГСУ, приведенные ниже, позволяют с определенным оптимизмом прогнозировать перспективы применения железобетонных элементов с предварительно сжатой арматурой не только в сжатой, но и в растянутой зоне.

При расчете железобетонных конструкций с предварительно сжатой арматурой следует учитывать некоторые особенности, рассматриваемые ниже.

Потери преднапряжений в предварительно сжатой арматуре от релаксации напряжений сжатия, от быстросотекающей и длительной ползучести растянутого бетона на уровне арматуры необходимо определять по эмпирическим формулам, полученным по результатам экспериментов, выполненным в РГСУ и приведенным в Рекомендациях [4]. Отметим, что в предварительно сжатой арматуре усадка бетона приводит к повышению напряжений. Это, как правило, перекрывает потери напряжений, вызванные ползучестью растянутого бетона, что может привести к повышению установившихся преднапряжений.

Величина и знак преднапряжения арматуры растянутой зоны оказывают существенное влияние на граничное значение высоты сжатой зоны сечения ξ_R .

При предварительном растяжении арматуры кривая зависимости $\sigma_s - \xi$ поднимается, а при предварительном сжатии, наоборот, опускается в сравнении с элементами без преднапряжения (рис. 1, а). Это в первом случае приводит к увеличению ξ_R , а во втором – к уменьшению.

Для получения выражения для условного упругого напряжения σ_{SR} , используемого в известной формуле,

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} \quad (1)$$

при предварительном сжатии арматуры рассмотрим, как изменяется зависимость $\sigma_s - \xi$ в данном случае (рис. 1, б).

При предварительном сжатии высокопрочной арматуры, которое, как правило, не превышает 400 МПа, арматура работает упруго.

Однако рассмотрим более общий случай, когда напряжения в арматуре превышают предел текучести. В этом случае при преднапряжении σ_{sp} в арматуре появятся пластические деформации $\varepsilon_{sp,pl}$.

По окончании предварительного сжатия арматуры его значение σ_{sp} уменьшается за счет необратимых потерь. Потери от релаксации напряжений в арматуре σ_1 происходят при неизменной деформации, поэтому на графике (рис. 1, б) они представлены вертикальным отрезком. Все остальные потери сопровождаются изменением деформаций. Перед приложением внешней нагрузки в арматуре остаются установившиеся преднапряжения $\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los}$, где σ_{los} – суммарные потери преднапряжений.

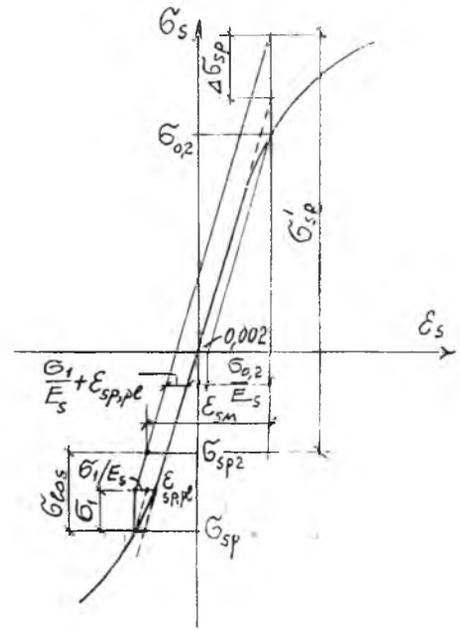
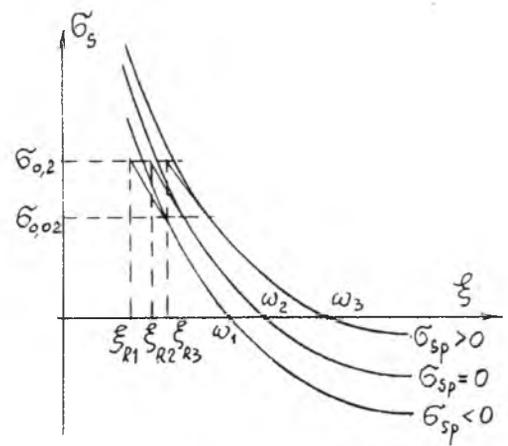


Рис.1. К определению граничной высоты сжатой зоны железобетонного элемента с предварительно сжатой арматурой в растянутой зоне сечения

Деформация арматуры ε_{SM} , вызванная внешней нагрузкой, растягивающей предварительно сжатую арматуру и доводящей напряжения в арматуре до условного предела текучести $\sigma_{0,2}$, составит

$$\varepsilon_{SM} = \frac{\sigma_{0,2}}{E_s} + 0,002 + \frac{\sigma_{sp2}}{E_s} + \frac{\sigma_1}{E_s} + \varepsilon_{sp,pl} \quad (2)$$

Условное упругое напряжение σ_{SR} , соответствующее этой деформации,

$$\sigma_{SR} = \varepsilon_{SM} \cdot E_s = R_s + 400 + \sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp} \quad (3)$$

где $\Delta\sigma_{sp} = \frac{\sigma_1}{E_s} + \varepsilon_{sp,pl}$ – дополнительная потеря напряжений от пластических деформаций в арматуре. Она учитывается согласно нормам только при $\sigma_{sp}/R_s > 0,8$.

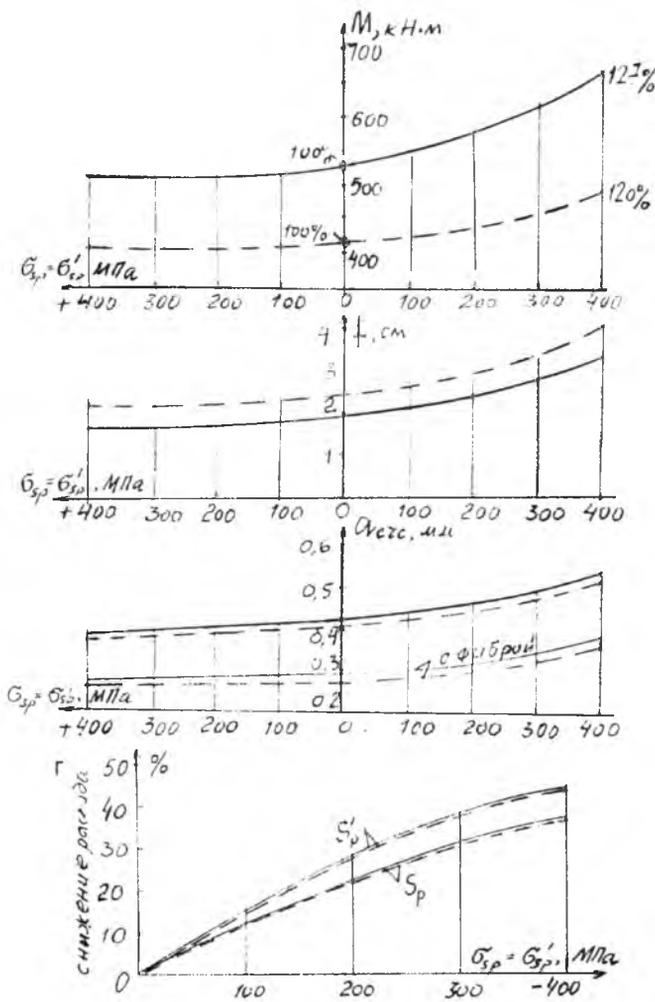


Рис. 2. Влияние знака и значения предварительного напряжения арматуры S_p и S'_p железобетонных балок пролетом 600 см и сечением 25x75 см (сплошные линии) и 30x60 см (пунктирные) из бетона класса В30 и арматуры класса А-VI на прочность M (а), прогиб при $M=0,6M$ (б), ширину раскрытия трещин при том же уровне нагрузки (в) и расход продольной арматуры S_p и S'_p (г).

Подставляя (3) в (1), получим граничное значение высоты сжатой зоны сечения с предварительно сжатой арматурой в растянутой зоне.

При расчете прочности нормальных сечений изгибаемого железобетонного элемента с предварительно сжатой арматурой в сжатой и растянутой зонах на внешние эксплуатационные нагрузки рассматривается предельное состояние по прочности (стадия III). При достижении этой стадии часть нагрузки погашает предварительные сжимающие напряжения в арматуре S_p , равные σ_{sp2} , а другая часть повышает напряжения в этой арматуре до значения $\gamma_{s6}R_s$. Таким образом, суммарные напряжения в предварительно сжатой арматуре S_p условно составят $\gamma_{s6}R_s + \sigma_{sp2}$.

В этой стадии напряженное состояние можно представить следующим:

- эпюра напряжений сжатия в бетоне прямоугольной высотой x и напряжением R_b ;

- напряжения в арматуре растянутой зоны – в напрягаемой (S_p) равны $\gamma_{s6}R_s + \sigma_{sp2}$ (условно), в ненапрягаемой (S) равны $\gamma_{s6}R_s + \sigma$;

- напряжения в арматуре сжатой зоны – в напрягаемой (S'_p) равны $R_{sc} + \sigma'_{sp2}$, в ненапрягаемой (S') равны $R_{sc} + \sigma'$; σ и σ' - изменения напряжений в арматуре S и S' , численно равные потерям от усадки, быстроснабляющей и длительной ползучести бетона.

Таким образом, в отличие от традиционного предварительного растяжения арматуры S_p и S'_p , предварительное сжатие арматуры растянутой и сжатой зон приводит к повышению предельных напряжений в арматуре S_p и S'_p на величину преднапряжений соответственно σ_{sp2} и σ'_{sp2} .

Результаты расчета железобетонных балок пролетом 600 см и сечением 25x75 см и 30x60 см по обеим группам предельных состояний (табл. и рис. 2), выполненных с учетом специфических особенностей балок с предварительно сжатой арматурой, показал следующее.

Наибольшую несущую способность (M) имеют балки с предварительно сжатой арматурой в растянутой и сжатой зонах. В сравнении с балками без преднапряжений прочность нормальных сечений при предварительном сжатии арматуры возрастает на 27% в балках сечением 25x75 см и на 20% в балках сечением 30x60 см. Прочность же балок с предварительно растянутой арматурой практически такая же, как балок без преднапряжения.

Уровень момента образования трещин M_{cr}/M , как и следовало ожидать, наиболее высокий в балках с предварительно растянутой арматурой растянутой зоны от 0,32 до 0,46 при σ_{sp} , соответственно равном 400 и 600 МПа. Ширина раскрытия трещин и прогибы наименьшие в балках с предварительно растянутой и наибольшие в балках с предварительно сжатой арматурой растянутой зоны.

Опыты, выполненные в РГСУ, показали, что при дисперсном армировании бетона базальтовыми волокнами прочность бетона на растяжение возрастает в среднем в 1,7 раза, а ширина раскрытия трещин в балках уменьшается в среднем в 1,4...1,45 раза.

При необходимости уменьшить ширину раскрытия трещин для нижнего слоя балок, в котором располагается арматура S_p , можно на наиболее напряженном участке использовать бетон с дисперсным армированием.

Повышение несущей способности балок при предварительном сжатии арматуры в сжатой и растянутой зонах позволяет существенно сократить расход стали, который может составить более 40% (рис. 2, г).

Выводы

1. Наибольшее повышение несущей способности железобетонных балок обеспечивает предварительное сжатие арматуры сжатой и растянутой зон (до 27% и более). Однако при этом увеличиваются прогибы и ширина раскрытия трещин.

2. Предварительное сжатие арматуры сжатой и растянутой зон балок позволяет существенно (более 40%) снизить расход арматурной стали.

Размеры сечений балок, см	Вес, кг	Установившиеся преднапряжения, МПа		Прочность М, кн м	$\frac{M_{кр}}{M}$	При $M^*=0,6 M$		Снижение расхода стали, %		Изменение прочности М, %
		σ_{sp2}	σ'_{sp2}			$\alpha_{кр}$, мм	f/l	Сжатой зоны	Растянутой зоны	
25x75	2700	0	0	528,6	0,156	0,42(0,29)	1/305	0	0	0
		-260	-341	611,7	0,168(0,335)	0,49(0,34)	1/213	38	30	16
		-350	-435	673,4	0,152(0,304)	0,54(0,38)	1/177	44	37	27,4
		400	400	515,1	0,315	0,38(0,27)	1/366	-	-	-2,6
		600	600	514,5	0,435	0,274	1/527	-	-	-2,7
		600	0	536,45	0,457	0,292	1/508	-	-	1,5
		600	-400	548,5	0,458	0,324	1/455	-	-	3,8
30x60	2592	0	0	412,7	0,153	0,42	1/242	0	0	0
		-260	-346	477,2	0,17(0,34)	0,48(0,34)	1/195	38	30	15,6
		-350	-441	496,14	0,16(0,32)	0,52(0,36)	1/152	44	37	20,2
		400	400	405,7	0,32	0,373(0,26)	1/290	-	-	-1,7

Примечание к табл.: 1. Армирование всех балок одинаковое: в растянутой зоне - 3Ø20 А-VI, в сжатой - 3Ø10 А-VI, класс бетона по прочности В30.

2. В скобках указаны показатели при набетонке из фибробетона на базальтовом волокне.

3. Разработаны рекомендации по расчету железобетонных элементов с предварительно сжатой арматурой.

4. Железобетонные балки с предварительно сжатой арматурой S_p и S'_p могут найти применение в строительстве при невысоких требованиях по деформациям и трещиностойкости.

2. Маилян Р.Л., Маилян Д.Р., Якокутов М.В. Влияние основных факторов на прочность железобетонных балок с комбинированным преднапряжением // Вестник Отделения строительных наук РААСН. – 1999. – Вып. 2. – С.229-233.

3. Мамедов Т.И. Повышение прочности конструкций с предварительно сжатой арматурой // Бетон и железобетон. – 1986. – №12. – С.4-7.

4. Рекомендации по расчету и проектированию железобетонных конструкций с комбинированным преднапряжением – СевкавНИПИагропром, РГСУ. – Ростов-на-Дону, 1999. – 27 с.

5. Способ изготовления предварительно напряженных железобетонных изделий // Патент России №2120527 на имя Маилян Д.Р. и Маилян Р.Л. – М.: 1998.

6. Reiffenstuhel H. The Alm Bridge in Austria the first Bridge in prestressed concrete with Posfcompressed reinforcement. – FIP notes 74. May-June, 1978.

Библиографический список

1. Маилян Р.Л., Маилян Д.Р., Якокутов М.В. Снижение расхода стали при предварительном сжатии высокопрочной арматуры сжатой зоны изгибаемых элементов // Бетон и железобетон. – 1999. – №1. – С.20-22.

В ПОМОЩЬ ЗАВОДСКИМ И СТРОИТЕЛЬНЫМ ЛАБОРАТОРИЯМ

Г.А.ГУБАЙДУЛЛИН, канд. техн. наук, А.И.КОПП, А.А.БЛИНОВ, инженеры (Научно-производственное предприятие "КАРАТ")

Мобильный измеритель теплопроводности материалов

Развитие ресурсо-энергосберегающих технологий сопровождается появлением новых строительных и теплоизоляционных материалов, расширением применения материалов на минеральной, полистирольной и полиуретановой основах. Одновременно растет потребность в современных средствах определения теплозащитных свойств ограждающих конструкций и ужесточаются требования к точности контроля.

Особенно актуальна задача оперативного контроля при производстве строительных материалов, изделий и конструкций и на различных стадиях их использования. Оперативное измерение теплопроводности в настоящее время обеспечива-

ет только зондовый метод*, позволяющий получить результат в течение 10 мин. Согласно ГОСТ 30256-94, погрешность приборов, реализующих этот метод, не должна превышать 7%.

* ГОСТ 30256-94. Материалы и изделия строительные. Метод определения теплопроводности цилиндрическим зондом. М., 1996.



Рис. 1. Общий вид прибора МИТ-1

Научно-производственными предприятиями "КАРАТ" и "Интер-прибор" разработан зондовый измеритель теплопроводности нового поколения МИТ-1, впервые по точности соответствующий ГОСТ 30256-94, прошедший сертификационные испытания (сертификат об утверждении типа средств измерений Ru.C.32.001.A №14575) и включенный в Государственный реестр средств измерений под № 24693-03 (рис. 1)

Прибор МИТ-1 состоит из микропроцессорного устройства с аккумуля-

Втр. 29 янв 2002
T=24,4°C
12:20:05

Материал:
Бетон
(0,4...1,0)
+воздух

Бетон + воздух
λ=0,411
T=28,4°C
P=0,75W
100 60%

Чт, 29 янв, 11:54
λ=0,485 Вт/м°C
Бетон+воздух

Рис. 2. Пример отображения информации

муляторным питанием, зондового датчика и сетевого адаптера, а также поставляемых по желанию заказчика аккумуляторного блока автономного питания, блока связи с компьютером и специальной компьютерной программы. В приборе имеется клавиатура и графический дисплей с подсветкой, на котором отображаются управляющее меню, процесс измерения и его результаты, а также другая информация.

До проведения измерений в контролируемом объекте высверливают отверстие диаметром 6 мм, в которое устанавливаются зонды. В мягкие и пластичные материалы, например, в утеплитель, зонд может устанавливаться непосредственно без предварительной подготовки отверстия. Существенное влияние на достоверность результатов оказывает точность сопряжения отверстия с зондом и стабильность температуры системы "объект контроля - зонд".

При необходимости перед началом измерений через меню выбира-

ется максимальная относительная погрешность не превышает 7%, а в ряде случаев находится на уровне 2...4% (см. таблицу), причем наилучшие по точности результаты достигаются без использования каких-либо смазок.

В приборе заложен ряд сервисных функций: автоматический цикл измерений, легкая адаптация под любые виды материалов, энергонезависимая память на 1600 результатов с автоматической регистрацией в реальном времени, просмотр результатов по номерам и датам, автоматическое отключение прибора, индикация степени разряда аккумуляторных батарей, автоматический переход в экономичный режим, самодиагностика, автоматическая ускоренная зарядка от сетевого адаптера аккумуляторных батарей прибора и автономного блока, русский и английский языки текстовых сообщений, оптоинтерфейс для связи с компьютером. Имеется программа компьютерной обработки данных, предназначенная для хра-

Техническая характеристика

Диапазон измерения теплопроводности, Вт/(м·°К)	0,02...2
Предел погрешности, %	7
Время измерения, мин.	7
Рабочий диапазон температур, °С	-10...+50
Напряжение питания, В: микропроцессорного устройства	2,5
измерительного зонда	9
Потребляемая мощность, Вт не более: микропроцессорного устройства	0,05
измерительного зонда	0,2...3
Габаритные размеры, мм: микропроцессорного устройства	145·70·25
измерительного зонда	∅6·210
сетевого адаптера	70·60·50
блока автономного питания	115·105·50
Масса, кг: микропроцессорного устройства	0,15
измерительного зонда	0,1
сетевого адаптера	0,31
блока автономного питания	0,95

Материал	Количество измерений	Среднее значение теплопроводности, Вт/(м·°К)	Максимальная относительная ошибка, %
Пенопласт	10	0,034	4,3
Пенополиуретан	10	0,028	6,8
Пеноизол	10	0,036	6,3
Оргстекло	10	0,190	2,2
Кирпич эффективный	10	0,334	1,6
Пенобетон	10	0,101	1,8
Бетон зольный	10	0,491	3,5
Бетон тяжелый	10	1,806	6,8
Мрамор	10	2,910	7,0

ют вид материала и смазки, затем нажимают клавишу "Измерение". Процесс измерения начинается автоматически после стабилизации температуры зонда. Все выполняемые операции отображаются на графическом дисплее с подсветкой. В процессе измерений выдается предварительная оценка теплопроводности, а через 7 мин с начала измерений – окончательный результат.

Сертификационные испытания МИТ-1 подтвердили его высокие метрологические параметры в рабочем диапазоне теплопроводности.

Максимальная относительная погрешность не превышает 7%, а в ряде случаев находится на уровне 2...4% (см. таблицу), причем наилучшие по точности результаты достигаются без использования каких-либо смазок.

Высокую мобильность прибора, а в ряде случаев – незаменимость прибора, обеспечивает использование малогабаритного блока автономного питания, позволяющего в полевых условиях и при отсутствии сетевого питания выполнять до 100 измерений без подзарядки аккумулятора.

Фрагменты теории силового сопротивления бетона, поврежденного коррозией*

Повреждения бетона эксплуатируемых железобетонных конструкций, как и его износ, развиваются во времени; однако, если износ связан преимущественно с возрастом, то повреждения зависят как от длительности, так и от интенсивности силовых и средовых воздействий.

Феноменологическая расчетная модель объекта исследования, помимо общеизвестных положений [2], базируется на нелинейных обобщениях, вытекающей из физико-химического закона действия масс Гюльдберга-Вааге гипотезе об энтропийном затухании во времени процессов становления, неравновесного силового деформирования при постоянных нагрузках и коррозионных повреждений при неизменных агрессивных воздействиях

$$\frac{d(\Delta A)}{dt} = -a(\Delta A)^m \quad \text{при } m=1 \quad (1)$$

или после разделения переменных

$$\frac{d(\Delta A)}{(\Delta A)^m} = -adt \quad (2)$$

где $\Delta A = A(\infty, t_0) - A(t, t_0)$ (3) — текущий дефицит исследуемого фактора A по отношению к его асимптотическому предельному значению $A(\infty, t_0)$, зависящему от уровня силового нагружения; a — эмпирический параметр скорости затухания, зависящий от номинации бетона и коррозионного аггрессора, размерность которого увязана со значением второго эмпирического параметра m ; t_0 и t — начальное и текущее время наблюдения; т.е. — текущая скорость затухания процесса пропорциональна m -ой степени дефицита, зависящей от возраста бетона и вида коррозии: A асимптотически стремится к некоторому фиксированному значению A_∞ .

Для целочисленных значений m решение (2) устанавливается точно; в том числе для $m=1$ будет

$$A(t, t_0) = A(\infty, t_0) [1 - \beta e^{-a(t-t_0)}], \quad (4)$$

$$\text{где } \beta = \Delta A(t_0, t_0) / A(\infty, t_0) = 1 - A(t_0, t_0) / A(\infty, t_0); \quad (5)$$

в том числе для $m=2, 3, 4, \dots, n$ будет

$$A(t, t_0) = f(t, t_0) A(\infty, t_0), \quad (6)$$

$$\text{где } f(t, t_0) = 1 - 1/A(\infty, t_0) [(\Delta A)^{(1-m)} - a(1-m)(t-t_0)]^{1/(1-m)} \quad (7)$$

Применительно к описанию меры простой ползучести бетона из (4) и (5) выписывается известная запись Н.Г.Маслова – Н.Х.Арутюняна, являющаяся основой современной теории ползучести бетона [1,3]

$$C_0(t, t_0) = C_0(\infty, t_0) [1 - \beta e^{-\gamma(t-t_0)}], \quad (8)$$

$$\text{когда } \beta = \Delta C_0(t_0, t_0) / C_0(\infty, t_0) = 1 - C_0(t_0, t_0) / C_0(\infty, t_0), \quad (9)$$

где $C_0(t_0, t_0) \neq 0$ — кратковременная (так называемая быстронатекающая) ползучесть.

Применительно к отысканию глубины нейтрализации коррозии 2-го вида δ при одностороннем воздействии аггрессора на бетон, не испытывающий силовых нагрузений, из (4) и (5) получается

$$\delta(t, t_0) = \delta(\infty, t_0) [1 - \beta \varepsilon^{-a(t-t_0)}], \quad \text{когда} \quad (10)$$

$$\beta = \Delta \delta(t_0, t_0) / \delta(\infty, t_0) = 1 - \delta(t_0, t_0) / \delta_0(\infty, t_0), \quad (11)$$

где $\delta(t_0, t_0)$ — глубина коррозионного повреждения бетона к началу наблюдения.

Структура формулы (10) отражает торможение коррозионного проникновения, связанного с явлением кольматации пор бетона продуктами коррозии.

Бетон конструкций зданий и сооружений в подавляющем большинстве случаев имеет ненулевое напряженное состояние. Как установлено опытами В.П. Селяева и Л.Н. Окшиной, уровень сжимающих напряжений влияет на величину предельной глубины нейтрализации $\delta(\infty, t_0)$.

На начальной стадии обжатия, когда происходит структурное уплотнение бетона и соответствующее уменьшение его пористости, проникновение аггрессора затрудняется и $\delta(\infty, t_0)$ уменьшается; это явление наблюдается в пределах линейного деформирования ($\sigma \leq \sigma_n$), до уровня начального трещинообразования по Ю.Н.Хромцу; с ростом напряжений сжатия деформирование вступает в нелинейную область, процесс трещинообразования интенсифицируется, проницаемость бетона растёт и $\delta(\infty, t_1)$ увеличивается; по достижению напряжений сжатия σ_T (трещинообразование по О.Я.Бергу) наблюдается лавинообразное разрушение бетона и резкое увеличение $\delta(\infty, t_0)$. Описанный процесс изображен на рис. 1

Апроксимация кривой $\delta(\infty, t_0)$ в зависимости от σ/R может быть осуществлена в виде полинома типа

$$\delta(\infty, t_0) = \sum_{i=0}^{i=n} q_i (\sigma / R)^i, \quad (12)$$

* Работа выполнена при поддержке грантов Минобразования РФ

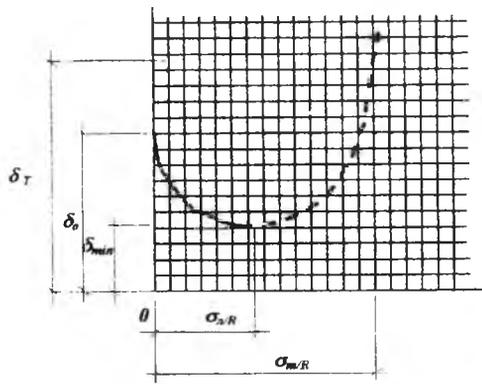
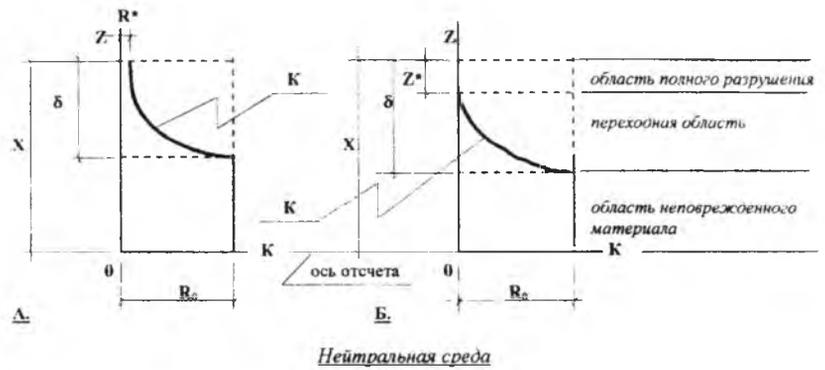
Рис.1. Схема связи $\delta(\infty, t_0)$ и σ/R 

Рис.2. Схема силового сопротивления в областях поврежденного сечения

параметры q_i которого определяются по нескольким фиксированным точкам; в частности, О.Б. Чупичевым принято $n=3$ и следующие фиксированные условия:

При $\sigma/R=0$ будет $\delta_0=q_0$;

При $\sigma/R=\sigma_m/R$

$$\text{будет } \delta_m = \sum_{i=0}^{i=3} q_i (\sigma/R)^i;$$

При $\sigma/R=\sigma_n/R$ будет $d_{\min} = \sum_{i=0}^{i=3} q_i (\sigma_n/R)^i$ При $d\delta_{\infty}/d(\sigma/R)/\sigma_n/R=0$

$$\text{будет } \sum_{i=0}^{i=3} i q_i (\sigma_n/R)^{i-1} = 0 \quad (13)$$

В частности, при $\sigma_n/R=0,5$ и $\sigma_m/R=0,75$ условия (13) дают

$$q_3 = 4,27[0,75(\delta_0 - \delta_{\min}) + (\delta_m - \delta_0)]; \quad q_2 = 4(\delta_0 - \delta_{\min}) - q_3 \quad (14)$$

$$q_1 = -(q_2 + 0,75q_3); \quad q_0 = \delta_0.$$

Как показали опыты, описанные в [4], ряд других работ и наши собственные наблюдения, бетонные элементы, подвергнувшиеся коррозионному воздействию агрессивной среды, имеют три последовательно расположенные области (рис. 1).

Первая, наружная - область полного коррозионного разрушения материала, в пределах которой прочность и сопротивление деформированию равны нулю (заметим, что при малом повреждении этой области может не быть);

Вторая, переходная - область, частично сохранившая способность к силовому сопротивлению, в которой это сопротивление оказывается тем меньше нарушенным, чем дальше от границы с первой областью находится пострадавший от коррозии слой сечения;

Третья, внутренняя - область неповрежденного бетона.

На рис.2 изображено два случая коррозионного повреждения сечения.

А. Внешний слой, контактирующий с агрессивной средой, поврежден не полностью и сохранена способность к силовому сопротивлению, т.е. он, по сути, является "переходной областью";

Б. Внешний слой (толщиной Z^*), контактирующий с агрессивной средой, полностью разрушен и не способен к силовому сопротивлению.

На рис.2 обозначены: Z^* - толщина полностью разрушенной коррозией области;

δ - глубина нейтрализации (глубина повреждения); X - размер сжатой части бетонного образца (сжатая зона изгибаемого элемента);

K - траектория повреждения (функция повреждения);

R_0 - исходная прочность бетона (с учетом влияния возраста и предыстории нагружения).

Связь механических характеристик силового сопротивления переходной области с одноименными характеристиками исходного материала представляется в виде:

$$\text{По прочности } R(Z) = K_R(Z) R_0,$$

По модулю мгновенной деформации

$$E^M(Z) = K_E(Z) E^M_0, \quad (15)$$

По мере простой ползучести $C(Z) = C_0/K_C(Z)$.

Очевидно, что на границе переходной и неповрежденной областей характеристики силового сопротивления одинаковы, а переход из одной области в другую осуществляется сопряженно; это позволяет принять упрощения

$$K_R = K_E = K_C = K, \quad (16)$$

А саму функцию повреждений искать в виде

$$K(Z) = \sum_{i=0}^{i=n} a_i Z^i; \quad dK(Z)/dZ = \sum_{i=0}^n i a_i Z^{i-1} \quad (17)$$

Тогда параметры a_i при $n \leq 3$ устанавливаются с помощью следующих граничных условий (ось отсчета располагается на нижней границе сжатой зоны, рис.2).

Случай А. Рис.2

При $Z=X$ будет $K=K_1$ $\frac{dk}{dz} = G_1$ (18)

При $Z=X-\delta$ будет $K=1$ $\frac{dk}{dz} = 0$

Случай Б. Рис.2

При $Z=X-Z^*$ будет $K=0$ $\frac{dk}{dz} = G_0$ (19)

При $Z=X-\delta$ будет $K=1$ $\frac{dk}{dz} = 0$.

Например, для случая Б (19)

$$a_3 = \frac{1}{\delta - z^*} \frac{(P_5 - P_6) - G_0 P_6}{P_6 P_7 - P_5 P_8}; a_2 = -\frac{1}{\delta - z^*} + G_0 P_7 \quad (20)$$

$$a_1 = \frac{(-1)}{\delta - z^*} \left\{ 1 + \left[a_2 \left[(x - z^*)^2 - (x - \delta)^2 \right] - a_3 \left[(x - z^*)^3 - (x - \delta)^3 \right] \right] \right\}$$

$$a_0 = \left[a_1 (x - z^*) + a_2 (x - z^*)^2 + a_3 (x - z^*)^3 \right]$$

где

$$P_5 = \frac{1}{\delta - z^*} \left[(x - z^*)^2 - (x - \delta)^2 \right] - 2(x - z^*);$$

$$P_6 = \frac{1}{\delta - z^*} \left[(x - z^*)^2 - (x - \delta)^2 \right] - 2(x - \delta);$$

$$P_7 = \frac{1}{\delta - z^*} \left[(x - z^*)^3 - (x - \delta)^3 \right] - 3(x - z^*)^2;$$

$$P_8 = \frac{1}{\delta - z^*} \left[(x - z^*)^3 - (x - \delta)^3 \right] - 3(x - \delta)^2 \quad (21)$$

В практических расчетах возможны как линейризация записи $K(Z)$ (17) при $n=1$, так и её простейшее квадратичное представление при $n=2$.

Таким образом, в статье приведен способ расчетной оценки влияния коррозионных повреждений на прочностные и деформационные характеристики бетона в сечении элемента в зависимости напряженного состояния, координатного расположения и времени.

Библиографический список

1. Арутюнян Н.Х., Колмановский В.Б. Теория ползучести неоднородных тел, Изд. "Наука", М., 1983.
2. Бондаренко В.М. Диалектика механики железобетона // Бетон и железобетон. — №1. — 2002.
3. Бондаренко С.В. Теория сопротивления строительных конструкций режимным нагружением. М.: Стройиздат, 1984.
4. Комохов П.Г., Латыпов В.И., Латыпова М.В. Долговечность бетона и железобетона, Изд. "Белов", Уфа, 1998.

С.Б. КРЫЛОВ канд. техн. наук (НИИЖБ)

Расчет железобетонных балок на основе теории упруго-ползучего тела

В НИИЖБе были проведены исследования, позволившие создать теорию расчета стержневых железобетонных элементов с учетом ползучести и трещинообразования. Деформирование железобетонных конструкций описывается в рамках механики стержневых систем с использованием линейной теории упруго-ползучего тела. В отличие от ранее предлагавшихся, разработанная теория более точно учитывает развитие ползучести в условиях неоднородного напряженного состояния, в условиях неоднородного материала при развивающемся трещинообразовании. С математической точки зрения, предложенная теория отличается более строгим описанием деформирования конструкции в пространственно-временной расчетной области.

Разработанная теория включает в себя обоснование расчетных предпосылок, построение приведенно-

го (усредненного по сечению) ядра релаксации специального вида, пригодного для описания деформирования в условиях трещинообразования, вывод уравнения изгиба стержневого элемента и построение его решения. Ниже в краткой форме приведен расчет железобетонной балки предложенным методом и выполнено сравнение полученных результатов с известными опытными данными.

На рис. 1 показана расчетная схема одной из рассчитанных балок и ее сечение. Данная балка была испытана В.М. Бондаренко. Все параметры конструкции и результаты испытания приняты в соответствии с работой*.

* Бондаренко В.М., Бондаренко С. В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. — М.: Стройиздат, 1982. — 278 с.

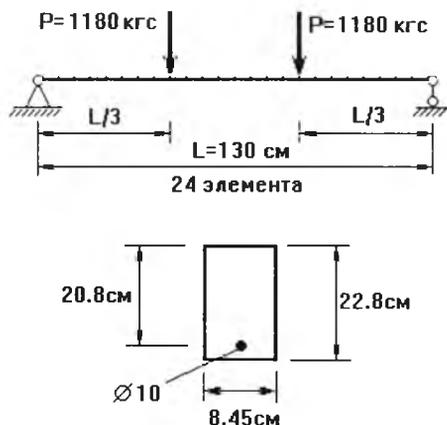


Рис. 1. Балка Б-1-1 из опытов В.М.Бондаренко

При расчете балка была разбита на 24 элемента. Учитывая, что граничные условия для данной балки не меняются во времени, расчет можно выполнить с использованием уравнения второго порядка. Кроме того, поскольку нагрузка постоянна во времени, свойства элементов не изменяются скачкообразно и разбивку на временные элементы можно не выполнять.

Для каждого из 24 элементов уравнение изгиба можно представить в виде

$$\frac{\partial^2 v(t,x)}{\partial x^2} - B \int_{t_0}^t \frac{\partial^2 v(\tau,x)}{\partial x^2} R(t,\tau) d\tau - C \frac{\partial^2 v(t,x)}{\partial x^2} - A \frac{\partial^2 v(t_0,x)}{\partial x^2} = \kappa_0(t) - B \int_{t_0}^t \kappa_0(\tau) R(t,\tau) d\tau - C \kappa_0(t) - A \kappa_0(t_0) + \frac{M(t,x)}{E(t)J} - \frac{M_0(t,x)}{E(t)J} \quad (1)$$

Это уравнение является дифференциальным относительно переменной x и интегральным относительно переменной t . Как дифференциальное уравнение второго порядка, оно будет иметь решение следующего вида

$$v(t,x) = D_1 v_{1ч.о.}(t,x) + D_2 v_{2ч.о.}(t,x) + v_{ч.н.}(t,x), \quad (2)$$

где D_1, D_2 - произвольные постоянные; $v_{1ч.о.}, v_{2ч.о.}$ - частные (фундаментальные) решения уравнения с нулевой правой частью, соответствующего уравнению (1). Эти фундаментальные решения имеют вид:

$$\begin{aligned} v_{1ч.о.}(t,x) &= X_1(x) T_1(t) = 1 \cdot T_1(t) \\ v_{2ч.о.}(t,x) &= X_2(x) T_2(t) = x \cdot T_2(t) \end{aligned} \quad (3)$$

Постоянные D_1, D_2 (2) будем считать включенными в функции $T_1(t), T_2(t)$.

Для построения $v_{ч.н.}(t,x)$ выполняем двукратное интегрирование обеих частей уравнения (1) по x . При

этом получаем интегральное уравнение относительно $v_{ч.н.}(t,x)$. Приведем его к уравнению Вольтерра. Для определения $v_{ч.н.}(t_0,x)$ положим в этом уравнении $t=t_0$ и обозначим

$$F(t,x) = \left(\kappa_0(t) - B \int_{t_0}^t \kappa_0(\tau) \cdot R(t,\tau) d\tau - C \cdot \kappa_0(t) - A \cdot \kappa_0(t_0) - \frac{M_0(t)}{E(t)J} \right) \cdot \iint l dx dx + \iint \frac{M(t)}{E(t)J} dx dx$$

Тогда

$$v_{ч.н.}(t_0,x) = \frac{F(t_0,x)}{1-C-A}; \quad \lambda = \frac{B}{1-C};$$

$$\Phi(t,x) = \left[F(t,x) + A v_{ч.н.}(t_0,x) \right] \frac{1}{1-C}$$

Приходим к уравнению Вольтерра

$$v_{ч.н.}(t,x) - \lambda \int_{t_0}^t v_{ч.н.}(\tau,x) R(\tau,x) d\tau = F(t,x) \quad (4)$$

Его решение можно записать в следующем виде.

$$v_{ч.н.}(t,x) = V_0(t,x) + \lambda V_1(t,x) + \lambda^2 V_2(t,x) + \dots + \lambda^k V_k(t,x) + \dots$$

$$V_0(t,x) = \Phi(t,x)$$

$$V_1(t,x) = \int_{t_0}^t V_0(\tau,x) R(t,\tau) d\tau$$

$$V_{k+1}(t,x) = \int_{t_0}^t V_k(\tau,x) R(t,\tau) d\tau$$

В общем случае, если использовать только решение $v_{ч.н.}(t,x)$ для описания конструкции, то для некоторого момента времени t характер перемещений будет таким, как показано на схеме (рис. 2).

Значения функций $T_{1,i}, T_{2,i}$ для данного момента времени вычисляются из условий равенства переме-

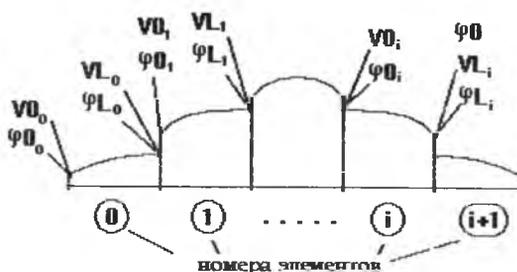


Рис. 2. К вычислению функций $T_{1,i}(t), T_{2,i}(t)$

Таблица 1

Число членов ряда	Теоретический прогиб, см	Опытный прогиб, см
1	0,1572594144	0,15
2	0,1573120008	
3	0,1573120096	
4	0,1573120098	

Таблица 2

Число членов ряда	Теоретический прогиб, см	Прогиб по СНиП, см
1	0,201723882	0,30306
2	0,264784914	
3	0,284581151	
4	0,290825919	

щений и углов поворотов в точках стыковки элементов и из удовлетворения граничным условиям на концах балки. При этом граничные условия по изгибающему моменту удовлетворяются автоматически.

Ниже приводятся основные результаты вычислений. В табл. 1 и 2 показаны сравнительные результаты для наибольшего прогиба данной балки как для короткого времени действия нагрузки, так и для длительного.

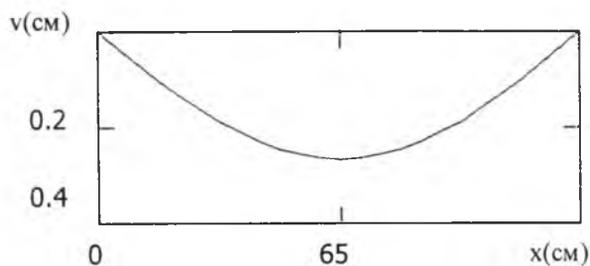


Рис. 3 График длительных прогибов балки при удержании в решении интегрального уравнения двух членов ряда

Из рассмотрения обеих таблиц следует, что предложенное уравнение изгиба и полученное решение его дает результаты, которые с высокой точностью соответствуют опытным данным, а также хорошо согласуется с действующими Нормами. Разница между теоретическими результатами и опытными зависит от числа удерживаемых членов ряда в решении интегрального уравнения. На рис. 3 показан график прогибов балки при удержании в решении интегрального уравнения двух членов с целью продемонстрировать принципиальную правильность получаемого решения (симметрия, выполнение граничных условий и т.д.) и хорошего сопряжения между отдельными элементами.

ВОПРОСЫ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ

В.В. БЕДАРЕВ, директор ООО "РИГУЛ"

Влияние геометрических размеров на характер разрушения железобетонных колонн зданий с гибким первым этажом при сейсмических воздействиях

Имеющаяся в настоящее время тенденция отказа от принятых ранее систем сборного панельного домостроения, связанная с экономической и технологической целесообразностью, определила переход к системам монолитного многоэтажного строительства. В частности, ведется строительство монолитных зданий с "гибким" первым

этажом с повышенной сейсмической активностью. При этом плоское или ребристое перекрытие опирается на квадратные или прямоугольные колонны, что позволяет производить планировку квартир в пределах одного этажа, располагая на первом этаже магазины, офисы предприятий и учреждений. Такие или аналогичные сис-

темы жилищного строительства приняты и распространены в мире достаточно широко.

Так, в Турции можно различить три основные схемы строительства жилых многоэтажных зданий, отличающихся друг от друга видом поперечного сечения колонн, а также расположением их относительно продольной и поперечной осей здания.

По первой схеме монолитные ребристые железобетонные перекрытия с монолитными железобетонными ригелями опираются на монолитные квадратные железобетонные колонны. Лестничная клетка располагается в центре здания и имеет монолитные стены, лестничные марши и площадки.

По второй схеме монолитные ребристые железобетонные перекрытия с монолитными железобетонными ригелями опираются на монолитные колонны прямоугольного сечения с размерами в плане $\approx 1:3$. Количественное соотношение прямоугольных железобетонных колонн, ориентированных в плане здания по продольной и поперечной осям, составляет примерно $1:3-1:4$. Колонны, ориентированные по продольной оси, расположены только в углах здания. Высота железобетонных колонн в пределах первого этажа не менее 3 м. Лестничная клетка располагается в центре здания и имеет монолитные стены, лестничные марши и площадки. Количество этажей — 3–4–5.

По третьей схеме монолитные ребристые железобетонные перекрытия с монолитными железобетонными ригелями опираются на монолитные колонны прямоугольного сечения с размерами в плане $1:3$. Прямоугольные железобетонные колонны в плане ориентированы по поперечной оси здания. По продольной оси выполнены монолитные железобетонные диафрагмы с размерами в плане $\approx 1:10$. Лестничная клетка располагается в центре здания и имеет монолитные стены, лестничные марши и площадки. Высота железобетонных колонн в пределах первого этажа не менее 3 м.

Натурные обследования железобетонных конструкций зданий, получивших повреждения в результате землетрясения 17 августа 1999 г. с эпицентром в г. Golsuk (Турция), проводились с целью оценки действительного их состояния и пригодности к дальнейшей эксплуатации. Расчетная сейсмичность района — 7 баллов; интенсивность землетрясения в эпицентре — 7,5 баллов; очаг землетрясения на глубине 14 км.

Обследовались конструкции зданий, расположенных на расстоянии около 10 км и более от эпицентра землетрясения, т.е. в районах, где горизонтальная составляющая сейсмического воздействия по всей величине соответствовала или превышала вертикальную составляющую. Характер разрушения элементов каркаса зданий однотипен — подземная часть здания разрушений не имеет, наибольшие разрушения имеют железобетонные конструкции каркаса первого этажа, и интенсивность разрушения конструкций убывает с каждым последующим этажом, так что конструкции последнего этажа разрушений практически не имеют. Необходимо отметить, что в пределах первого этажа разрушение конструкций каркаса зданий происходит по монолитным железобетонным колоннам и по конструкциям монолитной лестничной клетки с некоторыми отличиями в зависимости от принятой схемы строительства.

При первой схеме строительства здания разрушение в узлах сопряжения колонн с монолитными ригелями перекрытия первого этажа в основном выражено в виде раздробления бетона колонн, образования наклонных, пересекающихся трещин в торцевой стене лестничной клетки, разрушения бетона в уровне промежуточной площадки и трещин по контакту площадки и лестничных маршей. Особо следует подчеркнуть, что раздробление бетона колонн происходит в уровне перекрытия, а трещины в стене лестничной клетки развиваются от пола первого этажа. В отдельных случаях наблюдается выраженное смещение верха колонн относительно низа.

Здания, выполненные по второй схеме, имеют неравномерную ориентацию монолитных прямоугольных железобетонных колонн — наибольшее количество колонн ориентировано по поперечной оси здания. Вдоль продольной оси ориентированы обычно четыре железобетонные колонны, расположенные в углах здания. Четыре железобетонные колонны, расположенные по про-

дольной оси, имеют разрушения в узлах сопряжения с монолитными ригелями перекрытия первого этажа в виде наклонных трещин, пересекающих широкую сторону колонн. Железобетонные колонны, ориентированные по поперечной оси здания, имеют горизонтальные трещины в сопряжении с монолитными ригелями перекрытия первого этажа. В зависимости от размеров здания может происходить смещение верха колонн относительно низа. Торцевая стена лестничной клетки, расположенная по продольной оси, имеет на поверхности наклонные пересекающиеся трещины, развивающиеся от пола первого этажа, а также разрушения бетона в уровне промежуточной площадки и трещины по контакту площадки и лестничных маршей.

Для зданий, выполненных по третьей схеме, характерно наличие наклонных пересекающихся трещин в торцевой стене лестничной клетки и монолитных железобетонных элементах, расположенных по одной оси, а также разрушения бетона в уровне промежуточной площадки и трещин по контакту площадки и лестничных маршей. Трещины в торцевой стене и монолитных железобетонных элементах развиваются от пола первого этажа.

Раздробление бетона колонн в узлах сопряжения с монолитными ригелями перекрытия первого этажа зданий, построенных по первой схеме, несколько вуалируют основную схему разрушения — раздробление бетона сжатой зоны колонны и разрушение с образованием наклонной трещины.

По геометрическим размерам железобетонные колонны можно разделить на четыре группы.

К I группе относятся железобетонные колонны с геометрическими размерами (b — ширина, h — толщина, H — высота) в соотношениях $b/h \approx 1$; $H/b \approx 15$; $H/h \approx 15$, а также железобетонные колонны, имеющие $b/h > 1$ и $H/b < 15$ и $H/h \approx 15$, например железобетонные колонны с геометрическими размерами $b/h \approx 3$; $H/b \approx 5$; $H/h \approx 15$ при приложении горизонтальной составляющей сей-

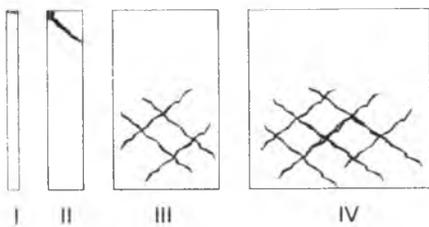


Рис. 1. Характер разрушения сжатых железобетонных элементов I–IV групп

смического воздействия перпендикулярно стороне b .

II группа включает железобетонные колонны с геометрическими размерами в соотношениях $b/h \approx 3$; $H/b \approx 5$; $H/h \approx 15$; горизонтальная составляющая сейсмического воздействия приложена перпендикулярно стороне h .

В III группу входят сжатые железобетонные элементы с геометрическими размерами в соотношениях $b/h \approx 9$; $H/b \approx 1,67$; $H/h \approx 15$; горизонтальная составляющая сейсмического воздействия приложена перпендикулярно стороне h .

IV группу составляют сжатые железобетонные элементы с геометрическими размерами в соотношениях $b/h \approx 15$; $H/b \approx 1$; $H/h \approx 15$; горизонтальная составляющая сейсмического воздействия приложена перпендикулярно стороне h .

Для I группы сжатых железобетонных элементов характерно разрушение бетона в сопряжении с монолитным железобетонным ригелем перекрытия первого этажа и смещение верха колонны относительно низа (рис. 1).

Железобетонные колонны II группы разрушаются с образованием наклонной трещины в месте сопряжения с монолитным железобетонным ригелем перекрытия первого этажа и нормальной трещиной в уровне пола.

Сжатые железобетонные элементы III и IV групп имеют разрушения в виде наклонных (под углом $\approx 45^\circ$ к поверхности пола) взаимно пересекающихся трещин, расположенных в нижней их части. В сопряжении железобетонных колонн с ригелями перекрытия разрушений не наблюдается.

Таким образом, сжатые элемен-

ты в различных группах отличаются друг от друга не только характером разрушения, но и расположением места разрушения по высоте. Для железобетонных колонн I и II групп характерно расположение места разрушения в верхней части — в сопряжениях с монолитными железобетонными ригелями перекрытия первого этажа, в то время как разрушение железобетонных элементов III и IV групп происходит в их нижней части. Схематично характер разрушения сжатых железобетонных элементов по группам показан на рис. 1.

Необходимо отметить, что степень разрушения конструкций различных групп существенно различается между собой.

Железобетонные колонны I и II групп получили, даже при визуальном сравнении, большие повреждения — значительные отклонения от вертикали и сквозные наклонные трещины, ширина раскрытия которых достигает сантиметров; имеют место взаимные смещения как элементов каркаса, так и частей железобетонных колонн.

Разрушения железобетонных элементов III и IV групп представляют собой наклонные трещины шириной раскрытия до 0,5 мм, расположенные в их нижней части. Смещения отдельных частей элементов относительно друг друга и элементов в системе каркаса здания не наблюдаются.

Расположив группы железобетонных колонн в осях (рис. 2), полу-

чим две схемы разрушения — при $b/h < 3,87$; $H/b > 3,87$ разрушение сжатого элемента происходит в его верхней части; при $b/h > 3,87$; $H/b < 3,87$ разрушение сжатого элемента происходит в нижней части. Точка 0 является границей между двумя схемами разрушения сжатых железобетонных элементов при сейсмическом воздействии.

Расчет сжатых железобетонных элементов II группы, получивших наибольшие разрушения, проведен при помощи вычислительного комплекса "Лири 503". Железобетонные элементы этой группы наиболее опасны с точки зрения сохранения геометрической неизменяемости и устойчивости каркаса в целом из-за расположения в углах здания.

Полученная в результате расчета картина распределения полей напряжений отчетливо показывает наличие зоны "А" в верхней части элемента при совместном действии вертикальных нагрузок от вышележащих конструкций каркаса и горизонтальной составляющей сейсмического воздействия.

Расположение указанной зоны совпадают с расположением наклонной трещины в месте разрушения сжатого железобетонного элемента II группы. Таким образом, имеется совпадение теоретического и фактического места разрушения сжатого железобетонного элемента II группы — опасное сечение располагается в верхней его части в сопряжении с монолитным железобетонным ригелем.

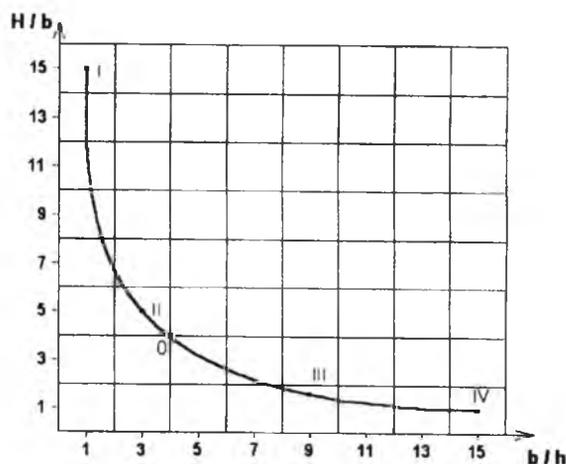


Рис. 2. Расположение групп сжатых железобетонных элементов в осях H/b и b/h

Необходимо отметить, что при образовании наклонной трещины в верхней части сжатых железобетонных элементов первого этажа (относящихся к I и II группе) произошли либо обрушение здания или его частей, либо значительные деформации и перемещения — отклонения от вертикали, трещины, просадки и т.д.

При образовании наклонных трещин в нижней части сжатых железобетонных элементов первого этажа (III и IV группа) здание сохранило геометрическую неизменяемость каркаса даже при повторном землетрясении. Следовательно, сейсмостойкость зданий с железобетонными элементами первого этажа, имеющими геометрические размеры $b/h > 3,87$; $H/b < 3,87$, выше сейсмостойкости зданий с железобетонными элементами первого этажа, имеющими геометрические размеры $b/h < 3,87$; $H/b > 3,87$.

В районе обследования интенсивность землетрясения при удаленности от эпицентра около 10 км составила 7 баллов.

При одинаковой интенсивности сейсмического воздействия здания с железобетонными колоннами I и II групп получили большие разрушения, даже с обрушением отдельных частей либо зданий в целом, в сравнении со зданиями с железобетонными колоннами III и IV групп, которые сохранили целостность и геометрическую неизменяемость каркаса. Таким образом, сейсмостойкость зданий с железобетонными колоннами I и II групп ($b/h < 3,87$; $H/b > 3,87$) соответствует расчетной сейсмичности района, в то время как сейсмостойкость зданий с железобетонными элементами III и IV групп ($b/h > 3,87$; $H/b < 3,87$) превышает расчетную интенсивность землетрясения.

Характер разрушения железобетонных колонн II группы (наклонная трещина одного направления) указывает на то, что разрушение произошло от однократного механического воздействия определенного направления. Следствием такого воздействия явилось разрушение сжатой зоны бетона, образование и раскрытие наклонной трещины, а

также смещение разрушенных частей относительно друг друга. Колебания здания происходили в упругой области работы бетона железобетонных колонн. Характер разрушения железобетонных элементов III группы (в виде системы пересекающихся наклонных трещин) указывает на многократное знакопеременное механическое воздействие. Колебания здания происходили не только в упругой, но и в пластической области работы бетона железобетонных колонн, без потери геометрической неизменяемости каркаса.

При произвольной ориентации продольной и поперечной осей зданий относительно очага землетрясения наибольшие разрушения получают конструкции, расположенные по оси с минимальным количеством сжатых железобетонных элементов, обеспечивающих устойчивость каркаса.

Модель разрушения здания, расположенного не в эпицентре землетрясения, от горизонтальной составляющей сейсмического воздействия, приложенного в уровне пола первого этажа, включает следующие этапы:

в начальный момент железобетонная колонна работает как стойка, жестко заземленная в полу и в перекрытии над первым этажом. В нижнем и верхнем уровнях заделки колонны в нормальных сечениях имеются сжатые и растянутые зоны; с увеличением интенсивности горизонтального сейсмического воздействия в этих сечениях в растянутых зонах образуются нормальные трещины;

в верхнем уровне заделки колонны (в сопряжении с ригелем перекрытия первого этажа) происходит разрушение бетона сжатой зоны и потеря устойчивости стержней арматуры сжатой зоны — разрушенная сжатая зона бетона приводит к уменьшению сечения колонны — образуется своего рода железобетонный сжатый элемент с “подрезкой” в опорной зоне;

происходит закрытие трещины в растянутой зоне сечения колонны из-за воздействия вертикальных нагрузок от вышележащих конструкций здания;

горизонтальная составляющая сейсмического воздействия вызывает образование наклонной трещины от разрушенной сжатой по широкой стороне колонны;

под действием веса конструкций здания и вертикальной составляющей сейсмического воздействия происходит разрушение железобетонной колонны по образовавшейся наклонной трещине в уровне сопряжения ее с перекрытием над первым этажом и общее разрушение части или всего здания.

Главной причиной разрушения железобетонных колонн именно в верхней их части является сложившаяся технология строительства такого типа зданий. Железобетонные колонны изготавливаются в вертикальной опалубке с заливкой бетона сверху. При таком способе бетонирования наиболее уплотненной и соответственно наиболее прочной является нижняя часть железобетонной колонны. Верхняя часть колонны и особенно сопряжение ее с монолитным железобетонным ригелем перекрытия оказывается наименее прочной. Повышенная пористость бетона, испарение влаги с поверхности бетона, не закрытой опалубкой, водоотделение и расслоение бетона являются причиной снижения прочности бетона по сравнению с проектной именно в верхней части железобетонного элемента. Более низкая прочность бетона верхней части железобетонной колонны приводит к преждевременному наступлению предельного состояния при сейсмическом воздействии и общему снижению сейсмостойкости здания.

В нашей стране основой монолитного строительства зданий является безригельная каркасная схема с монолитными железобетонными колоннами и плоским монолитным перекрытием, так называемая система КУБ. Технология возведения зданий по этой схеме полностью повторяет принятую в Турции, где разрушения во время землетрясения носили массовый характер и привели к многочисленным человеческим жертвам.

К.В.МИХАЙЛОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ)

Перспективы применения неметаллической арматуры в преднапряженных бетонных конструкциях

Интерес к неметаллической арматуре возник в середине XX столетия в связи с рядом обстоятельств. Расширилось применение армированных бетонных конструкций в ответственных сооружениях, эксплуатируемых в сильно агрессивных средах, где трудно было обеспечить коррозионную стойкость стальной арматуры. Возникла необходимость обеспечения антимагнитных и диэлектрических свойств некоторых изделий и сооружений. И, наконец, надо учитывать на перспективу ограниченность запаса руд, пригодных для удовлетворения непрерывно растущих потребностей в стали и всегда дефицитных легирующих присадках.

Практическое решение возникшей проблемы стало возможным благодаря ускоренному развитию химической промышленности. В ряде технически развитых стран (Германия, Нидерланды, СССР, Япония, США и др.) были начаты соответствующие научные исследования.

В качестве несущей основы разработанной высокопрочной неметаллической арматуры было сначала принято непрерывное щелочестойкое стеклянное волокно диаметром 10–15 микрон, пучок которой объединялся в монолитный стержень посредством синтетических смол (эпоксидной, эпоксифенольной, полиэфирной и др.). В СССР (Минск, Москва, Харьков) была разработана непрерывная технология изготовления такой арматуры диаметром 6 мм из щелочестойкого стекловолокна малоциркониевого состава марки Щ-15 ЖТ, подробно исследованы ее физико-механические свойства. Особое внимание уделялось изучению химической стойкости и долговечности стекловолокна и арматуры на ее основе в бето-

не в различных агрессивных средах. Выявлена возможность получения стеклопластиковой арматуры со следующими показателями: временное сопротивление разрыву до 1500 МПа, начальный модуль упругости — 50 000 МПа, плотность 1,8–2 т/м³ при весовом содержании стекловолокна 80%, рабочая диаграмма при растяжении прямолинейна вплоть до разрыва, предельные деформации к этому моменту достигают 2,5–3%, долговременная прочность арматуры в нормальных температурно-влажностных условиях составляет 65% от временного сопротивления, коэффициент линейного расширения 5,5–6,5·10⁻⁶.

Были всесторонне исследованы опытные предварительно напряженные изгибаемые элементы с такой арматурой под воздействием статических нагрузок, разработаны технологические правила по изготовлению арматуры и рекомендации по проектированию бетонных конструкций с неметаллической арматурой, намечены целесообразные области их применения.

Были разработаны экспериментальные образцы электроизолирующих траверс опор ЛЭП, изготовленные экземпляры установлены на опытных участках линий электропередачи в Белоруссии, России и Аджарии. Проведены исследования по использованию стеклопластиковой арматуры в опорах контактной сети и в напорных трубах. Стеклопластиковая арматура нашла также применение в ваннах из полимербетона в цехах электролиза на предприятиях цветной металлургии, в плитах на нескольких складах минеральных удобрений.

К сожалению, заводского производства стеклопластиковой арматуры организовать не удалось; в небольших количествах такая арма-

тура изготавливается на лабораторной установке в Минске в НТПО “Белстройнаука”.

В последние годы в России начали больше внимания уделять изучению неметаллической арматуры из базальтового волокна, производство которого менее трудоемко, а сырье вполне доступно. Можно констатировать, что в нашей стране разработаны основные исходные данные для промышленного производства стеклопластиковой арматуры диаметром 6–8 мм, проектирования и изготовления различных предварительно напряженных конструкций с такой арматурой, намечены области их целесообразного применения.

В ряде стран научные исследования в области неметаллической арматуры и использования ее в различных сооружениях в последние десятилетия продвинулись значительно дальше.

В Германии разработана и подробно изучена стеклопластиковая арматура диаметром 7,5 мм из алюмоборосиликатного стекловолокна и полиэфирной смолы под названием “Полисталь”. Испытания на статические, динамические и длительные нагрузки позволили установить следующие исходные характеристики этой арматуры: кратковременная прочность на растяжение 1650 МПа, модуль упругости 51 000 МПа, удлинение при разрыве 3,3%, долговременная прочность 1 100 МПа, потери напряжения от релаксации 3,2%, перепад напряжений при 2·10⁶ циклов нагружений 55 МПа, коэффициент температурного расширения 7·10⁻⁶.

После испытания опытных балок были разработаны основные положения по расчету и конструированию ответственных инженерных сооружений. За последние годы было

возведено десять одно-, двух- и трехпролетных автодорожных и пешеходных мостов с арматурой "Полисталль". Пролетные строения мостов, достигавшие 25 м, армировались пучками из стеклопластиковых стержней диаметром 7,5 мм с натяжением на бетон. На стержни наносилось защитное полиамидное покрытие толщиной 0,5 мм. Стержней в пучке было 19, рабочее усилие натяжения пучка составляло 600 кН.

Особое внимание разработке проблемы создания и применения высокопрочной неметаллической арматуры уделяется в Японии. Освоено производство фибропластической арматуры на базе углеродных и арамидных волокон, исследованы их физико-механические свойства. Проволока и канаты изготавливаются из углеродного волокна диаметром 7 микрон с пределом прочности 3 600 МПа. Проволока собирается из 12 тыс. волокон, соединяемых между собой пластиком. Из проволоки свиваются канаты различной несущей способности, подвергаемые после свивки термической обработке.

Разработан перспективный сортament арматуры, в который входят проволока и 7-, 9- и 37-проволочные канаты с разрывным усилием от 10 до 100 кН. Так, например, установлены следующие характеристики 7-проволочных углепластиковых канатов: временное сопротивление 1 750 МПа, модкль упругости 140 000 МПа, удлинение при разрыве 1,6%, плотность 1,5 т/м³, релаксация напряжений 2,5%, теплостойкость 200°C, высокая кислото- и щелочестойкость.

Разработана арматура из арамидных волокон диаметром от 3 до 16 мм с разрывным усилием от 8 до 250 кН. Стержни получают путем сплетения жгутов из непрерывных волокон с последующей пропиткой пластиком и тепловой обработкой. Предельные удлинения арматуры при разрыве равны 2%, модуль упругости составляет 66 000 МПа. Следует отметить, что эта арматура малых диаметров (до 5 мм) пригодна для поперечного спирального армирования конструкций.

В Японии учеными проведен значительный комплекс исследований опытных балочных конструкций

с различными видами неметаллической арматуры, возведены автомобильные и пешеходные мосты небольших пролетов. Ведутся активные поиски целесообразного применения углепластиковой арматуры в различных областях строительства: так, например, высокопрочные ленты различного поперечного сечения из углепластика начали применять для усиления железобетонных конструкций в эксплуатируемых ответственных сооружениях.

Необходимо отметить пионерные работы, выполненные в Нидерландах с неметаллической арматурой из арамидных волокон. Накопленный материал по свойствам такой арматуры прямоугольного и круглого сечений был впервые доложен на конгрессе ФИП в 1986 г. и вызвал большой интерес. Позднее в этой стране была разработана композитная проволока диаметром 5 мм из углеродных волокон и эпоксидного связующего. Временное сопротивление такой проволоки колеблется от 2 300 до 3 300 МПа в зависимости от прочности волокон и доли его содержания в сечении. Освоено производство такой проволоки и получен опыт ее применения в качестве напрягаемой арматуры в сваях. Отмечается перспективность применения пучков из компо-

зитной проволоки в канатах большепролетных мостов и для внешнего армирования различных предварительно напряженных конструкций.

В последние десятилетия к исследованиям конструкций с высокопрочной неметаллической арматурой присоединились ученые ряда других технически развитых стран (США, Канада, Франция, Англия и др.). Большой эксперимент был выполнен учеными США и Канады на одном пролете предварительно напряженного балочного автодорожного моста, армированного проволокой и канатами из углепластика японского производства. Широкое применение современных измерительных систем и продолжение испытания вплоть до разрушения позволили получить обширный комплекс данных, необходимых для положительной оценки мостов с такой арматурой.

Постоянный рост числа различных публикаций о высокопрочной неметаллической арматуре в мировой научно-технической литературе и активная деятельность комиссии ФИБ по этой тематике подтверждают перспективность этого материала для предварительно напряженного железобетона и необходимость более широкой разработки этой проблемы в России.

Ассоциация "Железобетон" и Академия архитектуры и строительных наук

проведут в октябре 2004 г. в Москве конференцию "Проектирование и строительство монолитных многоэтажных жилых и общественных зданий, мостов и тоннелей".

Доклады будут сделаны специалистами НИИЖБа, Академии и передовых проектных и производственных организаций.

Руководителем научного комитета конференции является В.А.Клевцов — член -корреспондент Академии архитектуры и строительных наук, д-р техн. наук, проф., зав. лабораторией НИИЖБа.

Тезисы докладов и заявки на участие просьба присылать не позднее 15 февраля 2004 г. в Ассоциацию "Железобетон" исполнителю директору Л.В.Сасонко — 109428. Москва, 2-я Институтская, 6, тел./факс 174-78-48;

E-mail:market@niizhb.ru u sasonko@orc.ru

К 80-летию А.Ф.Милованова



14 сентября этого года исполнилось 80 лет со дня рождения **Анатолия Федоровича Милованова** — одного из основоположников научной школы температуростойких железобетонных конструкций. Юбиляр является доктором технических наук, про-

фессором, дважды лауреатом премии Совета Министров СССР и Почетным строителем России.

По окончании в 1946 г. Московского автомобильно-дорожного института А.Ф.Милованов был направлен в Союзпроект, где работал инженером-строителем. В 1950 г. он поступил в аспиранту ЦНИПС, которую успешно окончил в 1953 г., после чего стал младшим научным сотрудником лаборатории жароупорных материалов этого института. В 1954 г. его командировали в Болгарию, где он возглавил Центральную строительную лабораторию крупного строительства. За быструю организацию этой лаборатории и установление действенного контроля за качеством строительства его наградили значком отличника Минстроя СССР и медалью "За трудовое отличие". В 1955 г. А.Ф.Милованов возвратился в институт и стал ведущим исполнителем по разработке методов расчета железобетонных конструкций в условиях воздействия высоких температур.

В 1959 г. он возглавил лабораторию НИИЖБа, которая вела теоретические и экспериментальные исследования конструкций из обычного и жаростойкого бетонов, эксплуатируемых в условиях воздействия повышенных и высоких технологических температур.

Работая в институте, Анатолий Федорович защи-

тил сначала кандидатскую (1953 г.), а затем докторскую (1970 г.) диссертации.

Ученый трудился над многими проблемами, связанными с расчетом и проектированием железобетонных конструкций, работающих в различных климатических температурно-влажностных условиях крайнего Севера и вечной мерзлоты, в сухом и влажном жарком климате, при технологических низких криогенных температурах для резервуаров сжиженного газа, при повышенных температурах в цехах с горячим производством и в условиях высоких температур тепловых агрегатов, таких как фундаменты доменных печей, дымовые сборные трубы и боровы из жаростойкого железобетона, монолитные дымовые трубы высотой до 420 м, туннельные печи, трубчатые подогреватели нефтехимической промышленности, печи для обжига в кипящем слое, агрегаты химической промышленности и др.

Юбиляр занимался разработкой методов расчета огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций, является одним из авторов СНиП, ГОСТ, пособий, инструкций и рекомендаций по проектированию железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. Им написано семь монографий и свыше 300 статей.

Под руководством А.Ф.Милованова защищено более 40 кандидатских диссертаций, его ученики успешно трудятся на всей территории бывшего Советского Союза. Имя ученого известно и за рубежом. С 1960 г. он является представителем нашей страны в Международной комиссии по огнестойкости железобетонных конструкций ФИП.

Поздравляя Анатолия Федоровича Милованова с юбилеем, желаем ему крепкого здоровья, счастья и новых творческих успехов.

И.Ф.Руденко — 75 лет



Один из крупнейших российских ученых в области технологии бетона и железобетона, доктор технических наук, профессор, член редколлегии журнала “Бетон и железобетон”, **Игорь Федорович Руденко** родился 8 мая 1928 г. в г. Краматорске, на Украине.

После окончания в 1951 г. МВТУ им. Баумана принимал участие в строительстве и освоении производства крупных первенцев стройиндустрии г. Москвы – Люберецкого и Московских заводов ЖБИ (ныне ЖБК-2 и Краснопресненский). В 1956 г. И.Ф. Руденко пришел в НИИЖБ, поступил в аспирантуру, защитил кандидатскую диссертацию, а в 1980 г. – докторскую. В 1983 г. ему присвоено звание профессора. За этот период работы в НИИЖБе он прошел путь от младшего научного сотрудника до руководителя сектора формования лаборатории заводской технологии производства железобетона. В 1983 г. он перешел в Центральный межведомственный институт повышения квалификации руководящих работников строительства (ныне ГАСИС), где работал профессором, а затем заведовал кафедрами монолитного домостроения и ресурсосберегающих технологий. Совместно с проф. А.Е. Десовым юбиляр длительное время осуществлял координацию в стране исследований в области формования бетонных и железобетонных изделий и конструкций.

В 1993 г. Игорь Федорович вернулся в НИИЖБ, где работает до настоящего времени, возглавляя Центр подготовки и повышения квалификации ИТР и одновременно выполняя научные исследования и инженерные разработки перспективных технологий и конструкций.

Ученый внес крупный вклад в развитие различ-

ных направлений технологии железобетона, в том числе:

значительно усовершенствовал и развил теории вибрационного и безвибрационного формования бетона, создал на этой основе инженерные методы расчета технологий и оборудования формования; принимал участие в проектировании и освоении новых видов вибропротяжных устройств, оборудования вибропрессования, технологий и оборудования роликового формования и др.;

принимал деятельное участие в создании ряда нормативных и рекомендательных документов в области заводской технологии железобетона. Под его руководством в 1978 г. были разработаны первые рекомендации по технологии формования, обобщившие результаты науки и практики ведущих организаций страны;

разработал новые ресурсосберегающие методы активации различных вяжущих и приготовления бетонной смеси.

В последние годы им выполнен комплекс работ, связанных с техническим перевооружением заводов ЖБИ, на базе создаваемых конструкций нового поколения, с использованием новых видов бетонов, в том числе высокопрочных и теплоизоляционных, на основе техногенных отходов. Он ведет активную общественно-научную работу, являясь членом Ученых советов НИИЖБа и ЦНИИЭП жилища, членом НТС НИИЖБа.

Профессор И.Ф. Руденко имеет свыше 200 опубликованных работ, в том числе нескольких монографий, был руководителем более десяти диссертационных работ.

Друзья и сотрудники Игоря Федоровича Руденко, члены редколлегии нашего журнала сердечно поздравляют юбиляра, желают ему здоровья и новых творческих достижений.

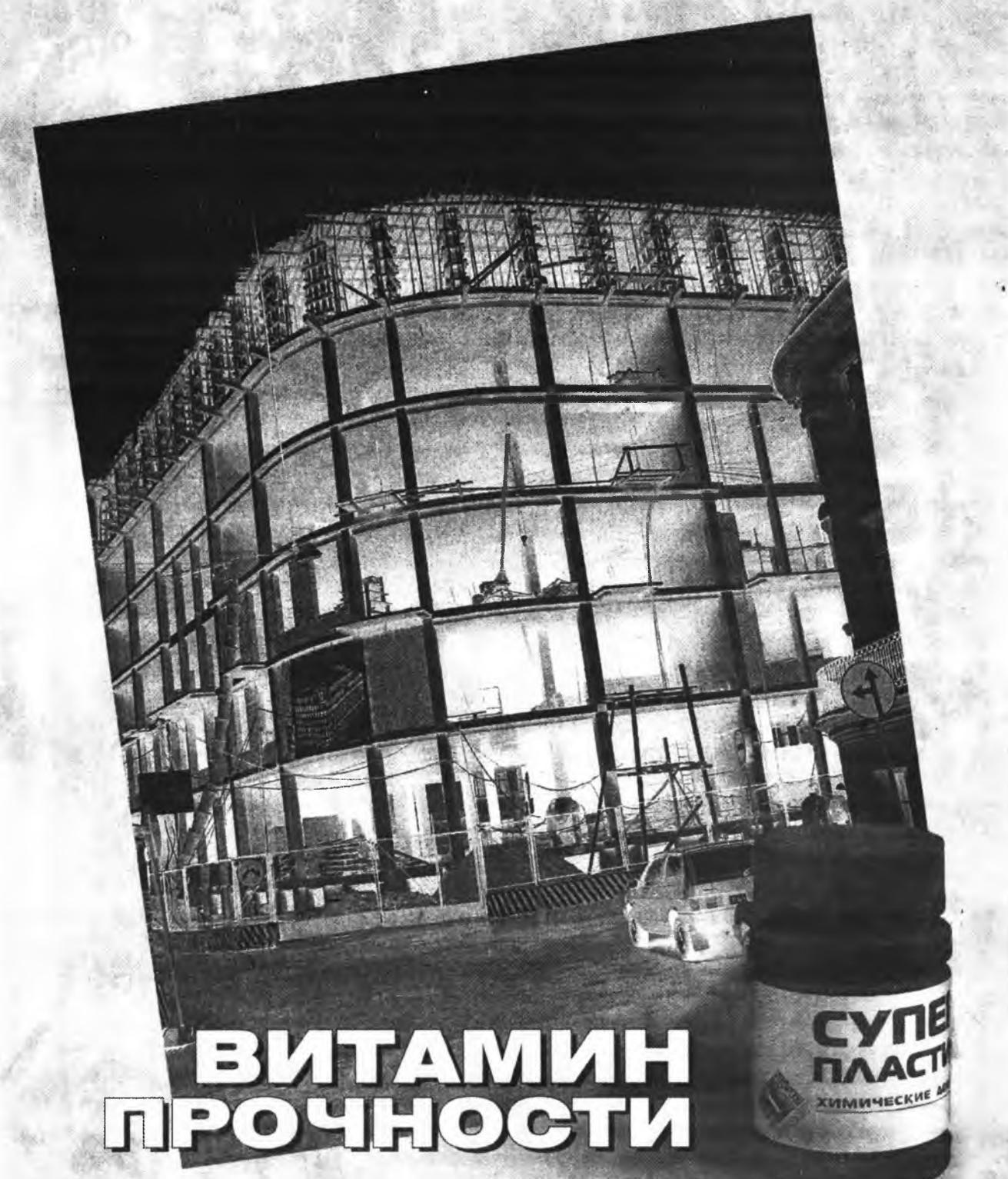
Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков, В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Б.И.Кормилицин, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов, И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), А.Г.Тамразян, В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербakov

Подписано в печать 29.09.03. Формат 60x88¹/₈. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0 Заказ №1424

Адрес редакции
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж

E-mail: magbeton@rambler.ru
Тел. 292-6205, 703-9762

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



ВИТАМИН ПРОЧНОСТИ



ХИМИЧЕСКИЕ ДОБАВКИ ДЛЯ БЕТОНОВ

Россия, 123001, Москва, Б. Козихинский пер. д. 22, офис 61
тел.: (095) 974-6328, 299-2793, факс: 209-0328
E-mail: sales@polyplast-un.ru, WWW: www.polyplast-un.ru

Представительство по Южному региону:
ООО "Полипласт-Юг" 350020, Краснодар, ул. Коммунаров, д. 262, литер В
т/ф (8612) 55-46-43, т. 64-08-98 E-mail: polyplast-ug@mail.ru

Представительство по Северо-Западному региону:
ООО "Полипласт Северо-Запад" 193230, Санкт-Петербург, пер. Челиева д. 13
т/ф (812) 446-32-42, т. (812) 446-67-34 E-mail: polyplast-nws@peterlink.ru

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru



СПЕЦИАЛЬНОЕ КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО

СКБ СТРОЙПРИБОР

www.stroypribor.ru

ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

ИПС-МГ4

Измерители прочности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690

Возможность занесения 16 индивидуальных градуировочных зависимостей.

Расширенный режим с возможностью учета вида заполнителя, возраста и условия твердения бетона. Более 100 зависимостей, связь с компьютером.

Диапазон измерения прочности.....3...100МПа
Относительная погрешность.....не более +10%



ИПС-МГ4+

ПОС-МГ4 «Отрыв»

Измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690

Приборы фиксируют максимальную нагрузку, индицируют скорость нагружения и текущую нагрузку, обеспечивают автоматическую обработку измерений, оснащены энергонезависимой памятью.

Диапазон.....5...100МПа
Усилие вырыва анкера:
ПОС-30МГ4.....29,4 кН (3000кгс)
ПОС-50МГ4.....49,0 кН (5000кгс)

ПОС-МГ4 «Скол»

Измеритель прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690.

Диапазон:
методом скалывания.....10...70МПа
методом отрыва.....5...100МПа



ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

ДО-МГ4

Измеритель силы натяжения арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362

Диаметр контролируемой арматуры.....3, 4, 5, 6 мм
Диапазон усилий.....200...4500кгс(1,96...44 кН)

ЭИН-МГ4

Измеритель напряжений в арматуре железобетонных изделий частотным методом по ГОСТ 2236

Диапазон напряжений 150-1500 МПа в стержневой, проволочной и канатной арматуре диаметром 3-32 мм длиной 3-18 м



ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

ИТП-МГ4 «100/250»

Измеритель теплопроводности и термического сопротивления строительных и теплоизоляционных материалов при стационарном режиме по ГОСТ 7076-99 и методом теплового зонда по ГОСТ 30256

Диапазон определения коэффициента теплопроводности.....0,02...1,5 Вт/м·К
Размеры испытуемого образца.....100x100мм/250x250мм

ИТП-МГ4 «Поток+»

Измеритель тепловых потоков, проходящих через ограждающие конструкции зданий и сооружений по ГОСТ 25380

Диапазон измерения плотности тепловых потоков.....2...500 Вт/м²
Диапазон измерения температуры.....-30...+100°С



ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ МАТЕРИАЛОВ

МГ4Д - измеритель влажности древесины по ГОСТ 16 588. Диапазон 4...60%. Семь пород древесины.

МГ4Б - измеритель влажности бетона, кирпича по ГОСТ 21718. Диапазон 1...45%. Более 20 зависимостей.

МГ4У - универсальный измеритель влажности строительных материалов по ГОСТ 21718. Диапазон 1...45%. Более 27 зависимостей.

МГ4В - измеритель температуры и влажности воздуха с возможностью регистрации данных и вывода на компьютер. Диапазон влажности 0...99,9%



ИПА-МГ4

Измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры железобетонных конструкций магнитным методом по ГОСТ 22904

Диапазон измерения защитного слоя.....3...100 мм
при диаметре стержней.....3...40 мм

ПСО-МГ4

Измеритель адгезии предназначен для контроля прочности сцепления керамической плитки, штукатурки, защитных и др. покрытий с основанием методом отрыва стальных дисков (пластин) по ГОСТ 28089, 28574 и др.

Диапазон.....0,1...20 МПа
Основная погрешность.....не более +2%



ИСП-МГ4 (анемометр)

Измеритель скорости воздушных потоков и их температуры в вентиляционных системах промышленных и гражданских зданий, а также для измерения средней скорости ветра.

Диапазон измерения скорости воздушного потока.....0,1...30 м/с
Диапазон измерения температуры.....-10...+100°С

Вибротест-МГ4+

Измеритель пиковых значений виброскорости, виброускорения, амплитуды и частоты колебаний виброустановок и других объектов.

Диапазон измерения частоты.....2...1000 Гц
Диапазон измерения амплитуды.....0,01...20 мм



454084, Челябинск, а/я 8538. Т/ф (3512) 90-16-13, 90-16-85, e-mail: stroypribor@chel.surnet.ru
г. Москва, НИИ ЖБ, лаборатория №24, Рязанский пр., 131, ная библиотека 01, 174-72-05

www.booksite.ru