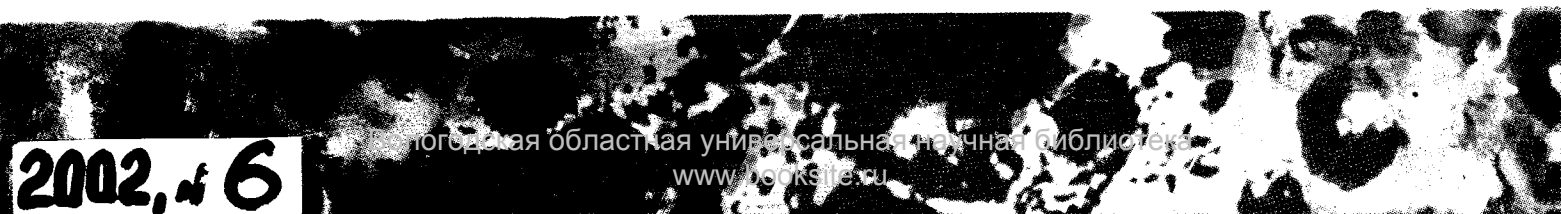
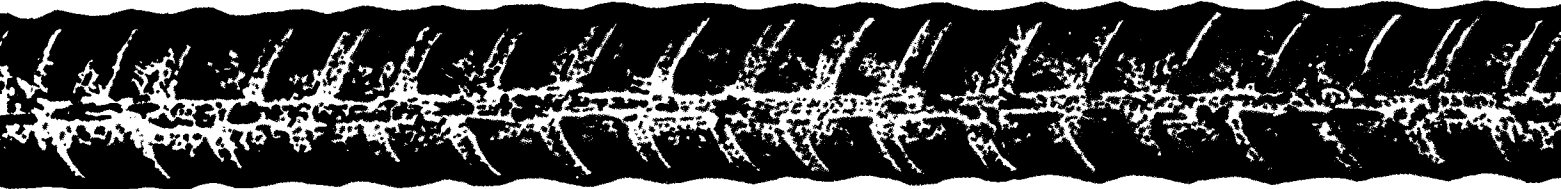
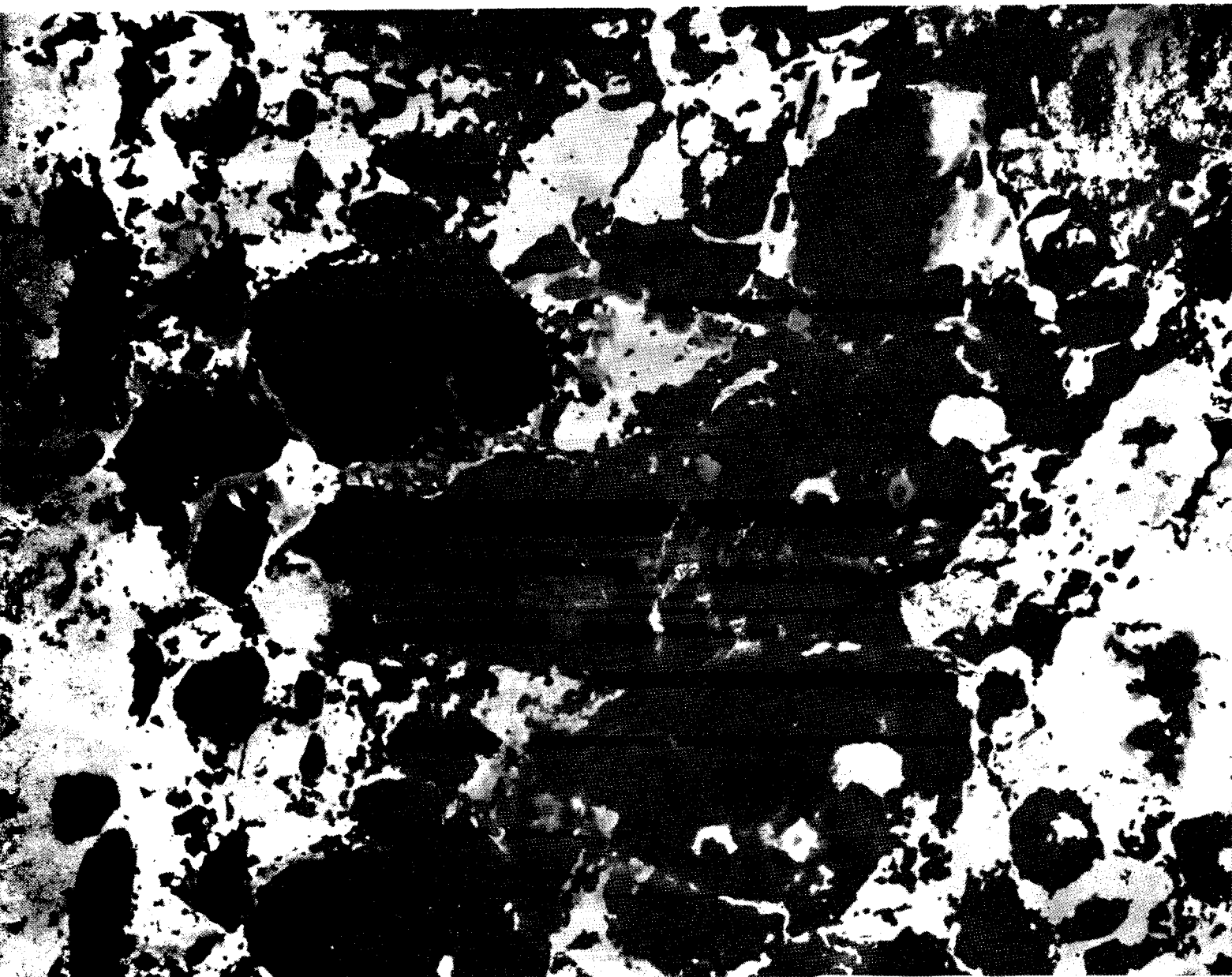


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

6
2002



2002, № 6

Погодинская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru



"КАРАТ"

НАУЧНО-
ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ
ПРЕДПРИЯТИЕ

СОВРЕМЕННЫЕ МАЛОГАБАРИТНЫЕ ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

ОНИКС-2.X - 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 - ультра-
звуковой 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 - вибро-
анализатор
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 тепло-
проводности
0,01...2 Вт/м²К



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

ТГ-1 - гигротерморегистратор
0...100%, -40...+60...+100°C

ТЕРМОКОМ-4 - мобильный
термографический комплекс

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

ТЕРМОСКОП-1 - прибор
обслуживания термографов

- расширенные диапазоны
- высокая достоверность
- универсальность
- регистрация результатов
в реальном времени
- сервисные компьютерные
программы
- оптоинтерфейс
- дисплей с подсветкой
- малогабаритность
- корпус 145x70x25 мм
- аккумуляторное питание

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

ТЕРЕМ-3.X - многоканальные
терморегистраторы
9 каналов, -50...+1000°C

ТЕРМОТРАНСФЕР - прибор
сбора данных регистрации

ТЕМП-3.X - термометры-гигро-
метры 2-канальные с памятью
-50...+1000°C, 0...100%

Специальные программы компьютерной обработки результатов измерений

г.Москва НИИЖБ тел.: 095-174-75-13,
E-mail: karat@niizhb.ru 095-174-74-49
г.Санкт-Петербург тел. 812-900-45-88

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

- РАХИМОВ Р.З., ГАБИДУЛЛИН М.Г., ГИЛЬФАНОВ Р.М., СМИРНОВ Д.С., ЖУРАВЛЕВ В.И., ХОРЕВ Н.М.* Разработка и реализация программного обеспечения "CONCRETE" для проектирования и корректировки высококачественных бетонов 2
- СМОЛЯГО Г.А.* К вопросу о предельной растяжимости бетона 6
- ГОБЕРИС С., ПУНДЕНЕ И.* Жаростойкий керамзитобетон повышенной прочности 9

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- ЗАЛЕСОВ А.С., МУХАМЕДИЕВ Т.А., ЧИСТЯКОВ Е.А.* Расчет деформаций железобетонных конструкций по новым нормативным документам 12

ВОПРОСЫ РЕКОНСТРУКЦИИ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ

- ХАЮТИН Ю.Г., ЧЕРНЯВСКИЙ В.Л., АКСЕЛЬРОД Е.З.* Применение углепластиков для усиления строительных конструкций 17

ТЕОРИЯ

- КАРПЕНКО Н.И.* К построению общих критериев деформирования и разрушения железобетонных элементов 20
- ЧИРКОВ В.П., ЗЕНИН С.А.* Вероятностный расчет ширины раскрытия нормальных трещин 24

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

- ВАСИЛЬЕВ А.И., ПОДВАЛЬНЫЙ А.М.* Прогноз коррозии арматуры железобетонных конструкций автодорожных мостов в условиях хлоридной агрессии и карбонизации 27



Москва
Издательство
"Ладыя"

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

© Издательство "Ладыя", журнал "Бетон и железобетон", 2002

Р.З.РАХИМОВ, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., М.Г.ГАБИДУЛЛИН, Р.М.ГИЛЬФАНОВ кандидаты техн. наук, Д.С.СМИРНОВ инж. (Казанская государственная архитектурно-строительная академия); В.И.ЖУРАВЛЕВ, инж. (Арендное предприятие институт "Казгражданпроект"); Н.М.ХОРЕВ, инж. (ООО "ЖБК-2МС")

Разработка и реализация программного обеспечения "CONCRETE" для проектирования и корректировки высококачественных бетонов

На сегодняшний день известно множество способов расчета составов бетона с заданными техническими показателями, однако все они не позволяют в полной мере учесть все многообразие факторов, влияющих на свойства смеси и бетона. Помимо этого, условия реального производства не обеспечивают идеальной стабильности по многим технологическим факторам. Обеспечение необходимых свойств бетона является сложной технологической задачей, которая складывается из двух этапов: во-первых, проектирование и лабораторная корректировка составов бетона; во-вторых – производственная адаптация составов.

Ю.Г.Хаутин [1] при рассмотрении технологии приготовления бетона как объекта автоматического управления считает необходимым выделить две существенно различные подсистемы. Объектом управления одной из них является бетонная смесь, другой — бетон. Технологические фазы (бетонная смесь и бетон) существуют в разные промежутки времени, и их параметры не могут в принципе регулироваться и измеряться одновременно. Поэтому в каждой из этих фаз можно выделить входные и выходные параметры подсистемы автоматического регулирования.

Что касается первого этапа, то его решение сводится к получению бетонной смеси заданной консистенции и оптимизации состава бетона, т.е. к определению соотношений между его составляющими (вяжущего, крупного и мелкого заполнителей, добавок и воды). Составы тяжелого бетона однозначно связаны с таким параметром, как цементно-водное отношение (Ц/В). В соответствии с наиболее широко используемой в технологии бетона методикой расчета [2] этот параметр, а также водопотребность бетонной смеси (В), коэффициент заполнения пустот и раздвижки зерен крупного заполнителя (α) цементно-песчаным раствором, учитываются при определении расходов цемента, крупного и мелкого заполнителей.

Тем не менее, на сегодняшний день нет единого мнения о способе определения Ц/В, и разными учеными предлагается большое количество расчетных формул, позволяющих с той или иной степенью надежнос-

ти определять этот показатель. Среди них наибольшее распространение на практике получили зависимости, разработанные Ю.М. Баженовым, В.П. Сизовым, Г.И. Горчаковым, А.Е. Шейкиным и др., в которых в качестве критерия эффективности или оптимальности выбираются, как правило, прочностные или другие свойства бетона. Реализация на практике данных зависимостей показывает, что все они носят стохастический (вероятностный) характер.

Попытки совершенствования расчета и повышения надежности конечного значения Ц/В были предприняты специалистами Украинской государственной академии водного хозяйства [3], которые пришли к необходимости введения дополнительных расчетных зависимостей при подборках состава бетона, подвергаемых ТВО. В результате этого была предложена окончательная обобщающая зависимость

$$K_{\text{ст}}R_6 = \rho A_i R_{\text{ц}} ([\text{Ц} + K_{\text{ц.э.}} \text{Н}]/[\text{В} + \text{В}] - 0,5),$$

где $K_{\text{ст}}$ – коэффициент, зависящий от уровня вариации нормируемой прочностной характеристики; ρA_i – произведение коэффициентов, учитывающих качество исходных материалов, выход прочности после тепловой обработки, рост прочности бетона во времени, ускорение или замедление роста прочности при введении добавок и использование других технологических приемов при неизменных значениях Ц/В; $K_{\text{ц.э.}}$ – цементный эквивалент одного (кг) наполнителя; Н – расход активного наполнителя; В – объем вовлеченного воздуха.

"Разрешающая способность" формулы или диапазон ее применения, как утверждают сами авторы, определяется в основном величиной мультипликативного коэффициента ρA_i , количеством и характером учитываемых в нем коэффициентов-множителей A_i . Однако последние носят все же эмпирический характер и требуют постоянной статистической обработки. При этом отклонения расчетных значений прочности бетона от средних фактических достигают 17%.

В случае проектирования высококачественных бетонов (ВКБ) при введении в их состав суперпластификаторов (СП) или комплексных модификаторов расчет Ц/В значительно усложняется, и прежде всего это свя-

зано с большим разнообразием данных добавок и комплексов, их количественным содержанием в составе бетонной смеси, с учетом методик введения и приготовления.

В связи с этим в [4] для определения В/Ц при проектировании ВКБ была предложена учитывающая в обобщенной форме слияние этих факторов формула

$$В/Ц = K (НГ/100),$$

где K – коэффициент рецептурной эффективности состава бетона и реологической активности СП (1,1 – 1,5); $НГ$ – нормальная густота цементного теста. Это уравнение имеет ряд недостатков. Во-первых, не прослеживается связь между проектируемой маркой бетона и используемой маркой цемента. Во-вторых, не отражено влияние качества заполнителей используемых в смеси на свойства бетона, что является важным для ВКБ.

Из вышеизложенного анализа можно сделать вывод, что первому этапу (проектированию и лабораторной корректировке составов) уделяется значительный объем исследований, в то время как второму этапу (промышленной адаптации составов бетона) посвящены лишь отдельные работы [2], и они неудовлетворительно реализуются на предприятиях стройиндустрии, что приводит к существенному снижению однородности качественных показателей продукции.

Адаптация составов бетонной смеси заключается в оперативном корректировании основных параметров и коэффициентов, используемых при расчете составов бетона, с учетом фактически достигаемых в производственных условиях значений показателей удобоукладываемости бетонной смеси и технических свойств бетона, что представляет собой трудоемкий процесс, выполнение которого значительно облегчается при использовании ПЭВМ.

Известно множество работ [5 - 7], касающихся разработок автоматизированных систем корректировки и расчета составов бетона, причем в качестве критерия эффективности могут приниматься не только характеристики бетона, но и производительность завода или себестоимость продукции.

Предложенный в работе [5] программный комплекс "Лаборатория" позволяет производить входной контроль поступающих материалов, корректирование рецептур бетонной смеси на БСУ, приготовление и ТВО бетона. В [6] предложено производить корректировку бетонных смесей и расчет рабочих дозировок на БСУ по активности цемента, а на основе полученного алгоритма разработана программа "Коррекция". Большое распространение и широкую рекламу на сегодняшний день получили программные комплексы "Арм Бетон" и "Файн-лаб", разработанные специалистами инженерно-технического центра "Контрос" для расчета рабочих составов среднемарочных бетонов широкого назначения.

В данной статье представлен первый этап работы,

направленный на создание программного обеспечения (ПО) "Concrete", задача которого сводилась к оптимизации составов тяжелых бетонов, в том числе бетонов класса ВКБ, предназначенных для изготовления водонепроницаемых блоков обделки тоннеля Казанского метро. Использование предлагаемой методики расчета способствует снижению отклонения расчетных значений прочности бетона от средних фактических, а также позволит производить оперативную корректировку состава бетона при изменении свойств исходных материалов или введении некоторых добавок на стадии расчета.

При разработке алгоритма исходили из следующих общепринятых положений, используемых при проектировании составов бетонов:

- назначение требований к бетону, исходя из вида и особенностей изготовления и службы конструкций;
- выбор материалов для бетона и получение необходимых данных, характеризующих их свойства;
- определение предварительного состава бетона;
- корректирование состава на пробных замесах;
- контроль качества перемешивания и удобоукладываемости бетонной смеси;
- корректирование состава в процессе производства при колебаниях свойств исходных материалов и других факторов.

В основу алгоритма решения нами была положена традиционная и наиболее распространенная методика расчета состава бетона по "методу абсолютных объемов". Однако существенными отличиями предложенного алгоритма расчета явились дополнительно введенные целевые функции или функции отклика, где в качестве факторов выступают две добавки С-3 и сульфат натрия (СН), варьируемые в разных интервалах. В полученных двухфакторных зависимостях в качестве критерия эффективности приняты прочность бетона и водопотребность бетонной смеси. В качестве аналога предлагаемого ПО можно привести систему, разработанную специалистами фирмы "Будивельник Буковини" [7]. Математически она сводится к расчету расхода вяжущего, воды, заполнителей и добавок в некоторой системе уравнений.

Для решения поставленной задачи и формирования базы данных был проведен спланированный эксперимент по проектированию и подбору составов бетона в лабораторных условиях ООО "ЖБК-2МС". Определялись следующие характеристики: подвижность и плотность бетонной смеси, прочность при сжатии в возрасте 1, 3 и 28 сут и плотность бетона.

Поскольку, как утверждается в [8], многофакторные модели второго порядка позволяют решить абсолютное большинство инженерных задач в материаловедении и технологии, нами было принято решение для установления вышеуказанных зависимостей использовать план второго порядка. После анализа различных

планов второго порядка для двух факторов нами был выбран ПФЭ-3². Этот план хоть и более насыщен по сравнению с другими, например таким, как В₃, все же является более предпочтительным по таким статистическим характеристикам, как $S_{\max}(\bar{Y})$, $\rho_{\max} = \rho\{b_0, b_i\}$, $S_{\max}\{b\} = S\{b_{ij}\}$.

Для вычисления дисперсии воспроизводимости опытов нами было проведено три опыта в центральной точке плана. Таким образом, план экспериментов включал в себя ($n = 3^2 + 2 = 11$) одиннадцать опытов, представленных в таблице.

№ п/п	Изменяемые параметры (факторы)		Значения откликов			
	X_1	X_2	Y_1	Y_2	Y_3	Z
1	-1	-1	115,0	228,7	625,0	186,0
2	1	-1	117,0	203,4	624,0	185,7
3	-1	1	139,6	235,0	580,0	175,6
4	1	1	138,6	215,0	563,4	169,0
5	-1	0	120,0	230,2	603,0	191,0
6	1	0	117,0	207,2	588,0	185,0
7	0	-1	123,0	218,9	681,0	195,0
8	0	1	148,6	228,0	606,2	191,0
9	0	0	130,0	223,0	648,0	200,0
10	0	0	129,7	221,0	650,0	200,0
11	0	0	131,4	224,1	646,6	202,0

В качестве вяжущего применяли Вольский портландцемент марки ПЦ 500 Д0, а в качестве крупного заполнителя, согласно ТУ 5865-001-00043920-96 "Изделия сборные железобетонные для сооружений метрополитена", использовался гранодиоритовый фракционированный щебень фракций 5-10 и 10-20 мм Шершнинского месторождения. Так как в заводских условиях на момент проведения эксперимента не было установки для фракционирования крупного заполнителя, просеивание по фракциям производилось вручную на стандартных ситах. Оптимальное соотношение между фракциями 5-10 и 10-20 мм по значению наименьшей пустотности равнялось 1:3. В качестве мелкого заполнителя использовался речной песок Камского месторождения с модулем крупности 2 – 2,5. Для регулирования свойств бетона и повышения показателей прочности и водонепроницаемости в бетонную смесь вводились добавки: суперпластификатор С-3 – для максимально возможного снижения водоцементного отношения бетона, определяемого из условия его пригодности для укладки; сульфат натрия (СН) – для интенсификации сроков твердения и быстрого набора бетоном распалубочной прочности.

По Федеральным (типовым) нормам 82-02-95 расход цемента марки 500 только для бетона класса В30 составляет уже 530 кг/м³. Наши расчеты показали возможность экономии цемента. Было приготовлено и ис-

пытано одиннадцать составов бетона марки 600, где за постоянные значения приняты расходы исходных компонентов: цемент – 480, песок – 750, щебень фракции 5-10 мм – 275 кг/м³, щебень фракции 10-20 мм – 825 кг/м³. Расход суперпластификатора С-3 и ускорителя твердения в виде сульфата натрия изменялись. Учитывая конструктивные особенности блоков отделки, густоту их армирования, заданных параметров вибрации в формах "Lovat", подвижность бетонной смеси, принята постоянной, равной значению П2 (ОК = 5-9 см), хотя в экспериментах осадка конуса была уточнена и скорректирована до 6-8 см.

Технология приготовления бетонной смеси в лабораторных условиях отвечала ГОСТ 27006-86 и заключалась в следующем. Для каждого состава готовили замесы объемом 10 литров. В лабораторную мешалку дозировали необходимое на замес количество щебня фракции 5-10 и 10-20 мм, песок и цемент, затем все компоненты перемешивали в сухом виде до получения однородного цвета и добавляли 2/3 воды затворения, снова перемешивая. Затем вводили оставшуюся 1/3 воды вместе с 10%-ными водными растворами добавок. Общее время перемешивания составило 3 мин. Определение подвижности и средней плотности уплотненной бетонной смеси проводили согласно требованиям ГОСТ 10181.0-81. Формование контрольных образцов-кубов размером 10х10х10 см в количестве 9 штук на каждый замес производилось на стандартной лабораторной виброплатформе типа 435-А с частотой колебаний 3000 об/мин и амплитудой 0,35 мм.

Путем обработки результатов экспериментов методом регрессионного анализа были построены уравнения регрессии, описывающие влияние СП (X_1) и СН (X_2) на водопотребность Z и прочность бетона в возрасте 1 сут (Y_1), 3 (Y_2) и 28 сут (Y_3).

В результате обработки результатов экспериментов по методике [8] для откликов Y_1 , Y_2 , Y_3 и Z получили следующие уравнения регрессии в кодированных переменных, т.е. при $x_{i\max} = 1$, $x_{i\min} = -1$, $x_{i\text{cp}} = 0$, $i = 1, 2$:

$$Y_1 = 128,556 + 11,967 X_2 - 9,333 X_1^2 + 7,967 X_2^2$$

$$Y_2 = 220,856 - 5,183 X_2 - 13,283 X_1^2 - 8,283 X_2^2$$

$$Y_3 = 645,667 - 5,433 X_1 - 30,067 X_2 - 4,783 X_1^2$$

$$Z = 217,655 - 11,727 X_1 + 4,367 X_2 - 0,383 X_1^2 +$$

$$+ 4,633 X_2^2 + 0,825 X_1 X_2$$

Проверку адекватности построенного уравнения регрессии, для повышения надежности выводов, определяли по трем критериям. Во-первых, проверили значимость коэффициента множественной корреляции

(R_m), который по результатам расчетов получился равным для первого уравнения 0,9951, для второго уравнения 0,9690, для третьего уравнения 0,9906 и для четвертого уравнения 0,9997. Проверку значимости коэффициентов множественной корреляции осуществляли при помощи статистической зависимости вида:

$$F = R_m^2 (n - m - 2) / (m (1 - R_m^2)),$$

где, n – объем выборки, по которой строилось уравнение, а m – количество учитываемых влияний на отклик.

В результате этой проверки выявилось, что коэффициенты множественной корреляции для всех четырех уравнений оказались значительными, т.е. влияние неучтенных факторов по данному критерию несущественно.

Далее по критерию Фишера проверяли адекватность построенных уравнений экспериментальным данным по статистической зависимости вида:

$$F_{расч} = (S_{ост}^2) / (S_{восп}^2),$$

где, $S_{восп}^2$ – дисперсия воспроизводимости; $S_{ост}^2$ – остаточная дисперсия.

Это позволило сделать вывод, что все уравнения регрессии адекватно описывают экспериментальные данные, и ими можно пользоваться для прогнозирования значений откликов при выбранных значениях X_1 и X_2 .

Подобный вывод подтверждается и путем анализа разброса между экспериментальными и расчетными значениями отклика при соответствующих значениях факторов. В случае адекватности уравнения регрессии разброс между ними не должен превышать 10 % [9]. В нашем случае для уравнения (Y_1) максимальный процент ошибок составляет 5,373 %, для уравнения (Y_2) – 6,693 %, для уравнения (Y_3) – 3,847 % и (Z) – 2,701 %, т.е. все уравнения и по данному критерию могут считаться адекватными.

т.е. все уравнения и по данному критерию могут считаться адекватными.

Вывод

Установлено, что в случае использования добавок С-3 и СН полученные уравнения регрессии можно применять для корректировки состава бетона марочной прочностью 600 кг/см² и выше, с подвижностью бетонной смеси 5 - 9 см.

Полученные уравнения регрессии в дальнейшем использовались при подборках составов ВКБ в ПО "Concrete". Данные составы прошли лабораторную и промышленную апробацию на заводах ЖБИ "Казметростроя" и "ЖБК-2МС", и на сегодняшний день успешно используются при производстве железобетонных изделий Казметростроя.

Библиографический список

1. Хаятин Ю.Г. Монолитный бетон: Технология производства работ. 2-е изд. Перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. 576 с.
2. Мороз В.Н., Теплицкий Ф.Н., Френкель М.И. Автоматизация расчетов по подбору составов тяжелого бетона на мини ЭВМ // Бетон и железобетон. – 1980. – № 4. – С. 32-33.
3. Дисперсионная идентификация. Под редакцией Н.С. Райбмана. – М.: Наука, 336 с.
4. Калашников В.И. и др. Классификационная оценка цемента в присутствии суперпластификаторов для высокопрочных бетонов // Строительство. – 1999. – № 1. – С.39-42.
5. Лишанский Б.А., Лазуренко А.В. Применение микропроцессоров и микроЭВМ в технологии сборного железобетона. // Бетон и железобетон. – 1989. – № 4. – С.36-37.
6. Аронов Б.Л., Бердов Г.И., Яворская В.А. Корректирование составов бетонных смесей по активности цемента. // Бетон и железобетон. – 1989 – № 6. – С.13-15.
7. Файнер М.Ш. Введение в математическое моделирование технологии бетона. Львов, 240 с.
8. Вознесенский В.А., Ляшенко Т.В., Огарков В.Л. Численные методы решения строительно-технологических задач на ЭВМ. Киев: Вича школа, 1989, 325 с.
9. Дрейпер Н., Смит Г. Прикладной регрессионный анализ. М.: Физика и статистика, 1986, кн. 1, 366 с.



С юбилеем!

16 января 2003 г. исполняется **45 лет** со дня выхода первого номера журнала "Жилищное строительство". За годы своего существования журнал стал одним из ведущих строительных изданий страны.

Поздравляя своих коллег со знаменательной датой в жизни журнала, желаем им дальнейших творческих успехов и удач!

Редакция журнала "Бетон и железобетон"

К вопросу о предельной растяжимости бетона

В проекте новых норм расчета железобетонных конструкций предусмотрено, что критерием образования нормальных трещин является условие достижения предельных деформаций в растянутом бетоне. Использование деформационного критерия в практике проектирования сдерживается отсутствием надежных, экспериментально обоснованных, нормируемых значений предельных деформаций.

Экспериментальные и теоретические исследования предельной растяжимости бетона выполнены в нашей стране С. И. Аржановским, В. К. Балавадзе, М. С. Борishанским, Н. В. Боровским, А. В. Волженским, А. А. Гвоздевым, Л. Б. Гержулой, А. Е. Голиковым, В. Н. Горновым, Г. А. Далакишвили, О. М. Донченко, И. Г. Ивановым-Дятловым, А. В. Караваевым, Ю. П. Карнауховым, Н. И. Карпенко, В. М. Келдышем, Ю. К. Колеговым, Р. О. Красновским, В. Г. Крейтиным, А. А. Кудрявцевым, А. Ф. Лолейтом, А. К. Лукшей, В. Д. Малявским, В. В. Михайловым, В. И. Мурашевым, М. Д. Нижарадзе, В. Л. Николаевым, С. И. Ногиным, А.-И. И. Ноткусом, Г. Я. Почтовиком, А. В. Саталкиным, А. И. Семеновым, А. П. Смирновым, С. И. Солодким, В. В. Стольниковым, Я. Г. Сунгатулиным, К. Б. Фрейдиным, Г. К. Хайдуковым, М. М. Холмянским, З. Н. Цилосани, Г. Д. Цискрели и др., а за рубежом — Бахом, Клейногелем, Консидером, Лосье, Менаже, Мерсье, Мершем, Пробстом, Фори, Шюлем и др.

Большинство известных предложений, включая и нормативные документы по определению ε_{btu} , исходят из ее получения либо при осевом нагружении, либо использованием большого числа упрощений и приближений, что изменяет картину напряженно-деформированного состояния. В отечественных нормах проектирования ε_{btu} принимается равной 15×10^{-5} , а коэффициент пластичности, соответствующий пределу прочности при растяжении $\nu_{bt} = 0,5$.

Из-за ограниченного объема статьи не представляется возможным рассмотреть многие известные предложения по определению ε_{btu} , поэтому ограничимся их небольшим числом, характерным для того или иного направления. В предложенной в [1] зависимости по определению предельной растяжимости, полученной на основании обработки данных более чем из 30 литературных источников, величина ε_{btu} не превышает $(15 \dots 20) \times 10^{-5}$.

В работе [2] говорится о повышении предельной растяжимости бетона при изгибе по сравнению с предельной растяжимостью при осевом растяжении за счет возникновения зоны предразрушения в истоке начальной трещины вследствие процессов микротрещинообразования. Значения ε_{btu} , определенные согласно работ [3] при одноосном и двухосном растяжении, не превышают также $(15 \dots 20) \times 10^{-5}$.

Приведенный анализ выполненных работ по определению предельной растяжимости бетона показал явно

заниженное значение ε_{btu} в большинстве из них, что объясняется тем, что при определении искомой величины не учитывается нисходящий участок диаграммы бетона, несмотря на то, что в ряде работ с применением полной диаграммы бетона при растяжении " $\sigma - \varepsilon$ ", указывается на существенно большее значение ε_{btu} . Среди исследователей нисходящей ветви диаграммы " $\sigma - \varepsilon$ " бетона при растяжении можно отметить работы В. Н. Байкова, В. М. Бондаренко, А. Б. Голышева, Н. И. Карпенко, А.-И. И. Ноткуса, Ж. Аша, М. Марате, Х. Рюша, Б. Хага, Х. Хальедорфа, Д. Чепмена, Р. Эванса и др.

Так, например, согласно исследованиям В. Н. Байкова, полные деформации растяжения бетона, включающие восходящий и нисходящий участок, значительно больше (в 5 раз) деформаций, происходящих лишь на восходящем участке и могут составлять $(15 \dots 45) \times 10^{-5}$, а по данным В. М. Бондаренко [5] и А. Б. Голышева [6] при использовании полной диаграммы бетона при растяжении с нисходящим участком численные значения ε_{btu} находятся в пределах $(20 \dots 40) \times 10^{-5}$.

Для экспериментального обоснования значений предельной величины относительных деформаций ε_{btu} были проведены испытания восьми серий (по три образца в каждой) двухпролетных балок прямоугольного сечения с расчетными пролетами $L = 1900$ мм, сечением 100×200 мм [7]*. В процессе испытаний варьировались следующие факторы: класс бетона, величины смещения крайней опоры, соотношение площадей поперечных сечений пролетной и надпорной арматуры. Для армирования балок использовалась арматура класса А-III диаметром 8, 10, 12 и 18 мм.

Сборно-монолитные образцы были изготовлены из тяжелого трехкомпонентного бетона: сборные элементы балок из бетона класса В45, бетон намоноличивания — В25. Совместная работа бетонов обеспечивалась за счет сил сцепления, возникающих в зоне контакта и работой поперечной арматуры на срез. Кроме сборно-монолитных балок, были проведены испытания сборных двухпролетных балок с размерами и варьируемыми факторами, аналогичными сборно-монолитным балкам. Проектные составы бетонов приведены в табл. 1.

С целью уменьшения влияния быстرونатекающей ползучести в эксперименте была использована установка с жесткой системой передачи задаваемых перемещений.

Испытания балок проводились на специальной установке по двухпролетной схеме с равными пролетами. Нагрузка в виде двух сосредоточенных сил прикладывалась в середине каждого пролета и передавалась при помощи жесткой стальной траверсы (рис. 1).

Во время испытаний балок без смещения опор

* Опыты были проведены совместно с А. Е. Ждановым

Серия основных образцов	Класс бетона	Расход материалов на 1 м ³ , кг				В/Ц
		цемент	песок	щебень	вода	
СМ-1...СМ-12 ("сборная" часть)	В45	450	540	1340	160	0,36
СМ-1...СМ-12 ("монолитная" часть)	В25	250	630	1460	150	0,55
Б-1...Б-11	В35	340	720	1200	140	0,44

нагружение проводилось ступенями, равными 0,05 теоретической разрушающей нагрузки. Для балок, испытывавшихся со смещением опор, первые пять ступеней контролировались перемещением крайней опоры, величина которого задавалась последовательно равной 0,25; 0,5; 0,75; 0,875 и 1 от максимально планируемого смещения. Дальнейшее нагружение осуществлялось аналогично испытаниям без смещения опор. Для измерения деформаций сжатого и растянутого бе-

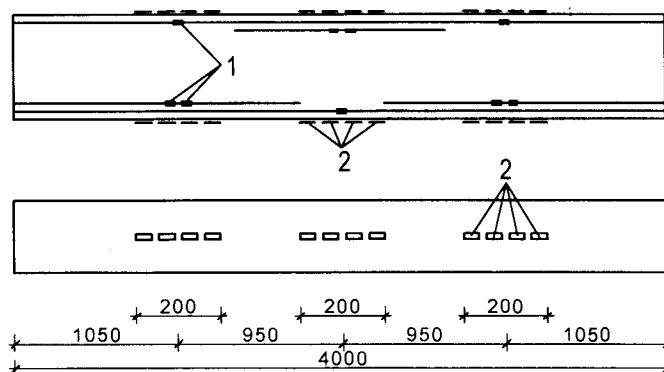


Рис. 2. Схема наклейки тензорезисторов (поперечная арматура условно не показана): 1 — датчики на арматуре; 2 — датчики на бетоне

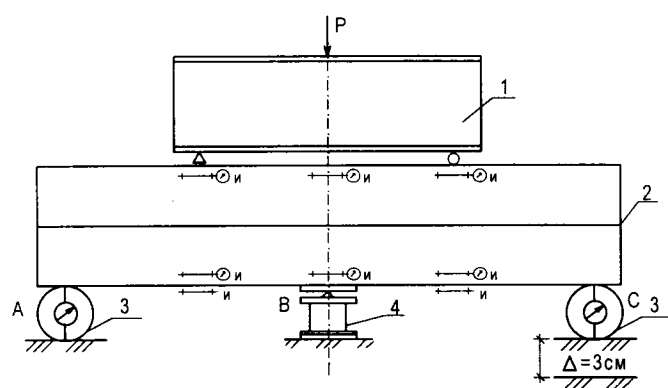


Рис. 1. Схема испытаний: 1 — траверса; 2 — железобетонная балка; 3 — кольцевой динамометр; 4 — динамометр стаканного типа; И — индикаторы

тонов использовались индикаторы часового типа с ценой деления 0,001 мм и 0,002 мм (рис. 1), а также тензорезисторы с базой 50 мм; арматуры - с базой 20 мм. Схема их наклейки приведена на рис. 2.

Железобетонные сборно-монолитные балки загружались соответственно в возрасте "монолитного" и "сборного" бетонов (7 и 9 мес), сборные - в возрасте 10 мес.

Момент образования трещин определялся по деформациям, при которых наблюдался скачок в показаниях индикаторов и тензорезисторов, установленных на нижних и верхних гранях балок. При этом, согласно произведенным замерам, скачку в показаниях тензорезисторов соответствовали трещины с шириной раскрытия порядка 0,01 ... 0,02 мм.

Анализ результатов эксперимента и исследований других авторов позволил определить параметры диаграммы деформирования бетона при растяжении (рис. 3), значения которых приведены в табл. 2.

На основании проведенного анализа можно отметить, что в балках серии СМ-I-0 момент трещинообразования составил 0,145 от максимального момента, а для балок серии СМ-I-3 — 0,29, т.е. трещиностойкость на опоре оказалась выше в два раза, чем для балок,

испытанных без осадки опоры. Аналогичная картина была характерна и для балок другой серии. Так, момент трещинообразования для балок серии СМ-II-0 составил 0,095 от максимального момента, а для балок серии СМ-II-3 — 0,205, т.е. выше в 2,15 раза.

В балках серии Б-0-1(2) момент трещинообразования составил 0,15 от максимального момента, а для балок серии Б-2-1(2, 3) — 0,20...0,25, т.е. трещиностойкость на опоре оказалась выше в 1,33...1,67 раза по сравнению с балками, испытанными без осадки опор. Такая же картина была характерна и для балок других серий.

Парадоксальное на первый взгляд повышение трещиностойкости опорных сечений в балках со смещением опор является следствием выхода работы

Таблица 2

Класс бетона	R_{bt} , МПа	$E_b \cdot 10^{-3}$, МПа	$\epsilon_{btR} \cdot 10^5$	$\epsilon_{btu} \cdot 10^5$
В10	0,85	16,0	11,6	41,9
В12,5	1,10	19,0	11,8	40,3
В15	1,15	20,5	11,9	38,6
В20	1,40	24,0	12,2	35,9
В25	1,60	27,0	12,4	33,7
В30	1,80	29,0	12,6	31,5
В35	1,95	31,0	12,8	30,0
В40	2,10	32,5	13,0	28,2
В45	2,20	34,0	13,1	27,2
В50	2,30	35,0	13,2	26,1

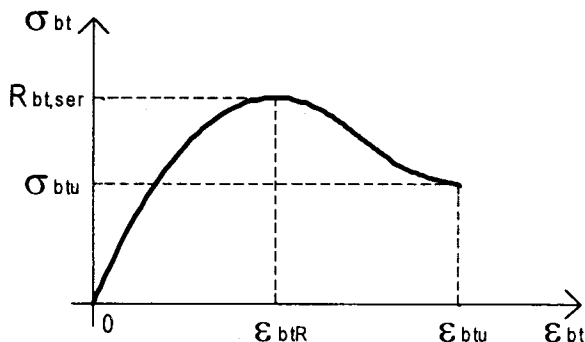


Рис. 3. Диаграмма деформирования бетона

опорных сечений на нисходящий участок диаграммы бетона "σ-ε", в то время как для опорных сечений балок без смещения характерна работа лишь на восходящем участке диаграммы бетона "σ-ε". Вышесказанное подтверждается как экспериментальной величиной предельной растяжимости бетона ε_{btu} так и уровнем нагрузки. Так, в сборно-монолитных балках со смещением опор величина ε_{btu} изменялась в диапазоне $(22,75 \dots 31,0) \times 10^{-5}$, а в балках без смещения опор — $(13 \dots 25,33) \times 10^{-5}$; в сборных балках, соответственно, $(25,2 \dots 36,5) \times 10^{-5}$ и $(22,0 \dots 24,0) \times 10^{-5}$.

Определенное влияние на трещиностойкость сечений оказывает изменение содержания продольной растянутой арматуры. Так при увеличении арматуры на опоре с $2\varnothing 8 + 2\varnothing 10$ для балок серии СМ-I-0 до $2\varnothing 8 + 2\varnothing 18$ для балок серии СМ-II-0 трещиностойкость возросла на 19%, а при аналогичном увеличении арматуры в балках серии СМ-II-3, по сравнению с балками серии СМ-I-3, — на 5%.

Поскольку характер нелинейного деформирования пролетных сечений балок без смещения и со смещением опор практически совпадает, целесообразно при построении расчетных зависимостей для оценки трещиностойкости считать незначительным влияние осадок опор.

В неразрезных сборно-монолитных балках, подвергающихся силовым и деформационным воздействиям, происходит существенное перераспределение нормальных напряжений в отдельных сечениях балок, при этом наблюдается деформирование отдельных сечений на восходящем участке диаграммы бетона "σ-ε", при работе других — на нисходящем участке этой диаграммы.

Использование деформационной расчетной модели с применением полной диаграммы деформирования арматуры и бетона, позволяющей учесть перераспределение напряжений между сборным и монолитным бетоном, а также арматурой, предшествующее напряженное состояние, которое учитывается путем суммирования начальных деформаций и деформаций от последующих загрузок, определяемых из уравнений равновесия внешних и внутренних усилий в сечении, с применением гипотезы плоских сечений; процессы длительного деформирования бетонов в зависимости от режимов нагружения позволяют с позиции единой методологии производить расчет сборно-моно-

литных железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы.

Определение предельной величины относительной деформации ε_{btu} при неоднородном растяжении связано с проблемой трещиностойкости. В связи с этим заслуживает особого внимания методика получения расчетным путем аналитических зависимостей значений ε_{btu} , учитывающих уровень и вид напряженно-деформированного состояния сечения элемента при кратковременном и длительном действии нагрузки, прочностные и деформативные характеристики материалов.

Очевидно, что рациональным подходом к определению ε_{btu} является метод интегральных оценок нелинейных и неравновесных свойств деформирования железобетона, с применением интегрального модуля деформаций [5], зависящего от уровня напряженного состояния сечения в каждой точке σ и отражающего выбранное реологическое уравнение материала $\varepsilon(t, t_0)$. С учетом вышесказанного, величину предельной растяжимости бетона рекомендуется определять следующим образом [8]

$$\varepsilon_{btu} = \frac{R_{bt,ser}}{E^{un}(x, t)} \quad (1)$$

При одноосном напряженном состоянии величины интегрального модуля деформаций

$$E^{un}(x, t) = \varphi(n_\varepsilon) E_{ep}(x, t, t_0) \quad (2)$$

Временный модуль деформаций

$$E_{ep}(x, t, t_0) = \left\{ \frac{\varepsilon_{bt}(t, t_0)}{\sigma_{bt}(x, t)} + \frac{1}{E_b^0(t)} - \frac{1}{\sigma_{bt}(x, t)} \sum_{j=1}^{j=i} \sigma_{bt, j-1} \times \right. \\ \left. \times [C^*(t_i) - C^*(t_{j-1})] \right\}^{-1} \quad (3)$$

Начальная мера ползучести бетона с учетом рекомендаций [9] равна

$$C^*(t, t_0) = \frac{1}{E_b(t_0)} - \frac{1}{E_b(t)} + C(\infty, t) \Omega(t_0) f(t - t_0) \quad (4)$$

$$C(\infty, t_0) = C^N(\infty, t_0) \xi_2 \xi_3 \quad (5)$$

При двухосном напряженном состоянии интегральный модуль деформации

$$E_{nx}^{un} = \frac{1}{1 - \mu_b^2} E_x^{un}(x, t); \quad (6)$$

$$E_{ny}^{un} = \frac{1}{1 - \mu_b^2} E_y^{un}(y, t) \quad (7)$$

где E_{nx}^{un} , E_{ny}^{un} — соответственно, интегральный модуль деформаций вдоль осей x и y ; μ_b — коэффициент поперечной деформации бетона.

Выполненное сопоставление расчетных и опытных результатов свидетельствует о том, что предложенная методика расчета предельных деформаций бетона при

растяжении обеспечивает получение данных, достаточно удовлетворительно согласующихся с опытными: $x=1,02$; $C_v=0,15$.

Выводы

1. Получены экспериментально обоснованные значения предельных деформаций тяжелого бетона при растяжении с использованием полной диаграммы бетона " σ — ϵ ".

2. Представленные зависимости для определения предельных деформаций бетона при растяжении учитывают уровень и вид напряженно-деформированного состояния сечения элемента при кратковременном и длительном действии нагрузки, прочностные и деформативные характеристики материалов.

3. Для уточнения нормируемых значений необходимо продолжить дальнейшие исследования с учетом режимно-наследственного характера нелинейного деформирования бетона.

Библиографический список

1. Несветаев Г. В. К созданию нормативной базы деформаций бетона при осевом нагружении // Известия вузов. Строительство и архитектура. — 1996. — № 8. — С. 122–123.

2. Литвинов Р. Г. Трещиностойкость железобетонных элементов при изгибе // Бетон и железобетон. — 1992. — № 11. — С. 24–25.

3. Гениев Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1974. — 316 с.

4. Байков В. Н. Особенности разрушения бетона, обусловленные его ортотропным деформированием // Бетон и железобетон. — 1988. — № 12. — С. 13–15.

5. Бондаренко В. М., Бондаренко С. В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. — М.: Стройиздат, 1982. — 287 с.

6. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А. Б. Голышев, В. Я. Бачинский и др., под ред. А. Б. Голышева. — К.: Будівельник. — 544 с.

7. Смоляго Г. А. Экспериментальные исследования трещиностойкости сборно-монолитных конструкций / Г. А. Смоляго, А. Е. Жданов, Е. А. Никулин // Современные проблемы строительного материаловедения: Сб. докл. 3 Междунар. научно-практич. конф.-шк.-сем. молод. учен., аспирант. и докторантов: Ч. 2. — Белгород: изд-во БелГТАСМ, 2001. — С. 67–71.

8. Смоляго Г. А. К расчету железобетонных сборно-монолитных конструкций по образованию трещин / Г. А. Смоляго, Е. А. Никулин // Современные проблемы строительного материаловедения: Материалы седьмых академических чтений РААСН / Белгородская государственная технологическая академия строительных материалов. — Белгород, 2001. — Ч. 2. — С. 320–323.

9. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. — М., 1988. — 122 с.

С.ГОБЕРИС, И.ПУНДЕНЕ, доктора техн. наук (Институт термоизоляции, Вильнюс, Литва)

Жаростойкий керамзитобетон повышенной прочности

Традиционный жаростойкий керамзитобетон (25–40% портландцемента или глиноземистого цемента в составе бетона) широко применяется в конструкциях тепловых агрегатов. Его плотность после сушки в зависимости от насыпной плотности керамзита колеблется в пределах 800–1500 кг/м³, а прочность после обжига при 800°C колеблется в пределах 2–8 МПа [1]. Невысокая прочность после обжига обусловлена разностью деформаций, возникающих при усадке в цементном камне и расширении заполнителя во время нагрева [2]. Известно о значительном повышении прочностных характеристик жаростойких бетонов путем применения микрокомпонентов и пластификаторов [3–5] наряду с уменьшением содержания цемента. Бетоны, в составе которых количество цемента колеблется от 9 до

15% (или, руководствуясь классификацией по количеству СаО в составе, — СаО≥2,5%), называются среднецементными. По сравнению с традиционными, среднецементные жаростойкие бетоны характеризуются лучшими реологическими и механическими характеристиками.

В настоящем исследовании показаны возможности повышения прочностных характеристик жаростойкого керамзитобетона при значительно меньшем содержании цемента в его составе.

В работе использовали цемент "Gorkal-40", микрокремнезем, керамзит, дисперсный шамот и пластификатор. В таком цементе содержание Al₂O₃ не менее 40%, FeO+Fe₂O₃ — 10,8%. Основные минералогические фазы — СаО·Al₂O₃, ферритная фаза, 12СаО·7Al₂O₃, 2СаО·Al₂O₃·SiO₂.

Насыпная плотность — 1160 кг/м³, удельная поверхность — 3080 см²/г, огнеупорность не менее 1280°C.

Микрокремнезем изготовлен в Польше. Основные характеристики: SiO₂ не менее 88%, Fe₂O₃ — не более 1,5%, K₂O — не более 2%, Na₂O — не более 0,6%. Насыпная плотность 330 кг/м³, удельная поверхность — 15·10⁴ см²/г.

Применяли керамзит Палемонского завода (Литва), двух фракций: 0–5 и 5–10 мм. Насыпные плотности соответственно 720 и 640 кг/м³. Водопоглощение фракции 5–10 мм — 14,7%.

Дисперсный шамот приготовлен из лома шамота и просеян через сито с отверстием 0,14 мм. Насыпная плотность 1000 кг/м³, удельная поверхность — 4000 см²/г.

Пластификатор — безводный триполифосфат натрия Na₅P₃O₁₀.

Для определения влияния микрокремнезема на свойства керамзитобетона заформовано 4 состава, в которых количество микрокремнезема менялось от 0 до 5% (таблица).

По данным таблицы видно, что водопотребность, необходимая для получения удобоукладываемой массы, зависит от количества микрокремнезема. Это можно объяснить механизмом взаимодействия частиц микрокремнезема и цемента. Чем плотнее последние покрываются ультрадисперсными частицами микрокремнезема (<1мкм), тем больше свободной воды остается в массе бетона и его подвижность больше. Количество микрокремнезема, превышающее 5%, не уменьшает водопотребности бетонной

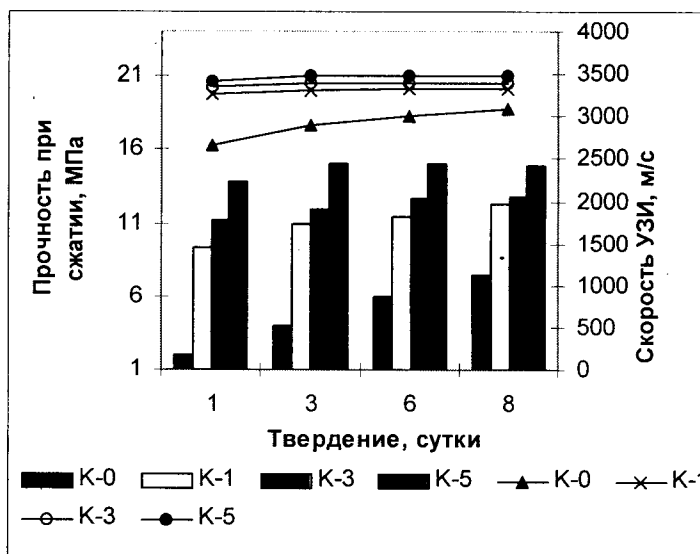


Рис. 1. Зависимость прочности при сжатии и скорости УЗИ в образцах керамзитобетона с различным содержанием микрокремнезема от продолжительности твердения. Линиями обозначены значения скорости УЗИ, столбиками – прочности

Шифр состава	Цемент, %	Керамзит, % <0,14-10,0*, мм	Шамот, % < 0,14, мм	Микрокремнезем, %	Пластификатор, сверх 100% сухих компонентов, %	Количество воды, сверх 100% сухих компонентов, %
K-0	10	60	30	0	0,35	16,0
K-1	10	60	29	1	0,35	14,5
K-3	10	60	27	3	0,35	13,5
K-5	10	60	25	5	0,35	13,0

* В том числе, %: (5-10) мм — 20; (0-5) мм — 40.

смеси и после термообработки вызывает нежелательные усадочные явления в керамзитобетоне.

Исследовано влияние количества микрокремнезема и продолжительности твердения на прочность образцов керамзитобетона. Образцы размером 70x70x70 мм были испытаны на прочность при сжатии после 1, 3, 6 и 8 сут твердения в нормальных условиях, одновременно измерена скорость ультразвукового импульса (УЗИ) в образцах.

Как показали результаты исследований (рис. 1), прочность при сжатии зависит не одинаково от сроков твердения и количества микрокремнезема. Наименьшая прочность при сжатии получена для состава K-0 без добавки микрокремнезема, хотя прочность его росла практически равномерно в течение 8 сут твердения. При добавке микрокремнезема выявлена тенденция: чем больше

содержание микрокремнезема в бетоне, тем выше его прочность при сжатии. Прочность образцов керамзитобетона составов K-1 и K-3 росла до 6 сут, а прочность образцов состава K-5 уже после 1 сут твердения выше, чем у остальных составов, и после 3 сут твердения не изменялась: достигнута максимальная прочность. Следовательно, при добавке микрокремнезема процесс твердения керамзитобетона заканчивается раньше.

Как показали проведенные рентгенографические исследования, в гидратированном связующем керамзитобетона без микрокремнезема основным продуктом гидратации является CAH_{10} , причем аморфная фаза неидентифицирована. В связующих керамзитобетона с добавкой микрокремнезема CAH_{10} идентифицировано намного меньше (в 3-4 раза) и большое количество амор-

фной фазы. В ряде публикаций [6-8] акцентируется, что в период твердения в аморфной фазе связующего с микрокремнеземом протекают реакции, продуктами которых являются субмикрористаллические гидроалюмосиликаты кальция, обладающие высокой прочностью. Учитывая, что в связующем керамзитобетона K-5 количество аморфной фазы наибольшее, а CAH_{10} наименьшее, по сравнению с другими составами, можно предположить, что в нем образуется больше гидроалюмосиликатов кальция, и этим объяснима его высокая прочность.

Результаты измерения скорости УЗИ в керамзитобетоне (рис. 1) коррелируют с результатами определения прочности. Значение скорости УЗИ в образцах состава K-0 после суточного твердения минимально, но увеличивается в процессе твердения. В керамзитобетонах с добавкой микрокремнезема сохраняется отмеченная выше закономерность – быстрее формируется структура бетона.

Увеличение количества микрокремнезема до 5% увеличивает плотность керамзитобетона после твердения, сушки и обжига, так как структура его уплотняется. Плотность керамзитобетонов после сушки в зависимости от количества микрокремнезема колеблется в пределах 1310-1420 кг/м³, а после обжи-

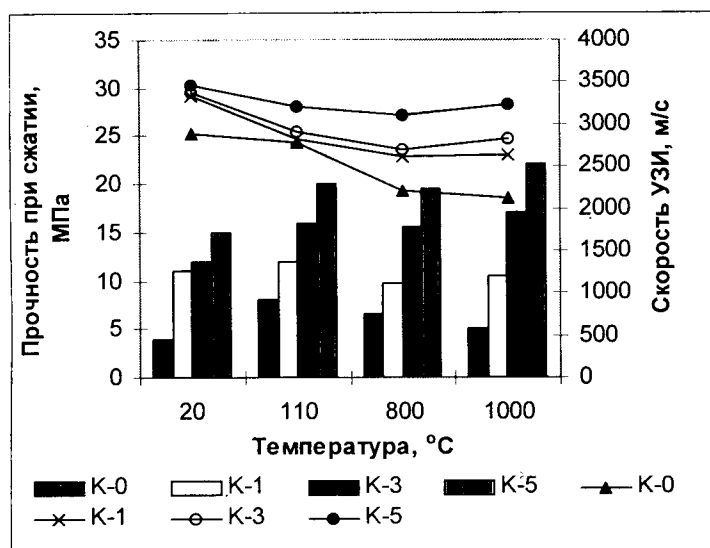


Рис.2. Влияние температуры обработки на прочность при сжатии и скорость УЗИ керамзитобетонов с различным содержанием микрокремнезема. Линиями обозначены значения скорости УЗИ, столбиками – прочности

га при 1000°C от 1280 до 1360 кг/м³. Наибольшее снижение плотности керамзитобетонов наблюдается после сушки (от 6,5 до 10,5% массы образца) из-за удаления слабо связанной влаги в структуре.

Прочность керамзитобетонов после сушки возрастает (рис.2), поскольку гелевая структура цементного камня из-за выделяющейся влаги уплотняется. После обжига при температурах 800°C и 1000°C прочность керамзитобетонов с микрокремнеземом практически не меняется. Образцы керамзитобетона без микрокремнезема после обжига обладают заметно меньшей прочностью по сравнению с прочностью после сушки.

Ультразвуковые исследования образцов керамзитобетона позволяют объяснить особенности изменений его прочности после термообработки.

Известно, что скорость УЗИ характеризует происходящие в структуре бетона деструктивные процессы, а также влияние температуры на изменения в структуре бетона. Установлено, что после сушки скорость УЗИ в образцах всех керамзитобетонов снижается (рис.2). Химически несвязанная вода, удаляясь из бетона (главным образом из зерен керамзита), вызывает образование воздушных пор, не пропускающих ультразвук. Известно, что

в воде скорость УЗИ составляет 1430 м/с [9].

Обжиг при температуре 800°C оказывает деструктивное воздействие из-за образования микротрещин в цементном камне керамзитобетонов, в результате чего скорость УЗИ снижается. В керамзитобетоне К-0 при удалении гидратной влаги получено наибольшее снижение скорости УЗИ по сравнению с другими образцами, что можно объяснить малым количеством аморфной фазы в его структуре. После обжига при температуре 1000°C скорость УЗИ во всех керамзитобетонах за исключением К-0 имеет тенденцию к увеличению, что согласуется с прочностными данными и объясняется спеканием аморфных структур.

В керамзитобетоне К-0 из-за различных деформаций между цементным камнем и заполнителем скорость УЗИ заметно ниже.

Для исследований термостойкости керамзитобетона были использованы высушенные образцы-кубы всех составов размером 7х7х7 см. При термоциклировании кубы нагревали, помещая их в разогретую до температуры 800°C печь, и охлаждали струей воздуха. Для оценки деструкции керамзитобетонов были замерены скорости УЗИ в образцах после нормального обжига при температуре 800°C (скорость нагрева 2,5°C/мин) и после 15 термоциклов. Сравнение скоростей УЗИ в образцах (рис. 3) показало, что в керамзитобетонах К-5 и К-3 после 15 циклов скорость УЗИ снизилась по сравнению со скоростью УЗИ после нормального обжига при 800°C.

Этим доказывается то, что процессам деструкции более подвержены керамзитобетоны с меньшим количеством микрокремнезема и без него, т.е. микрокремнезем в указанных пределах его содержания в составе способствует увеличению термостойкости керамзитобетона.

Выводы

1. Добавка микрокремнезема до 5% в состав керамзитобетона снижает водопотребность бетонной смеси с 16 до 13%. Прочность при сжатии керамзитобетона с 5%-ной добавкой микрокремнезема является максимальной и достигается после первых суток твердения вследствие

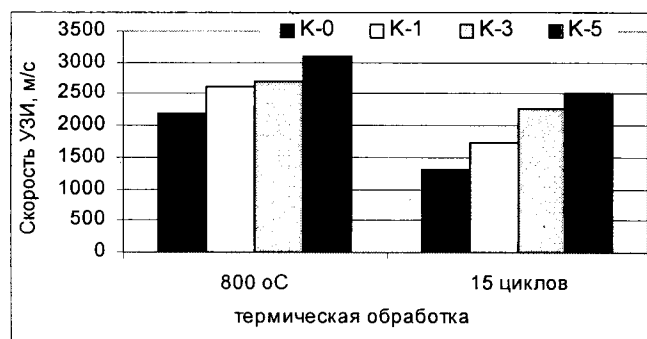


Рис.3. Зависимость изменения скорости УЗИ в образцах керамзитобетона от количества микрокремнезема и термической обработки после нормального обжига при 800°C и 15 циклов резкого нагрева и охлаждения

образования гидроалюмосиликатов кальция.

2. После сушки при 110°C и обжига до 1000°C прочность при сжатии и скорость УЗИ в образцах керамзитобетона зависит от количества микрокремнезема (0-5%) в составе. Добавка микрокремнезема в 2-3 раза увеличила прочность керамзитобетона (до 20 МПа) после термообработки. Среднецементный керамзитобетон может быть применен в качестве конструктивного при сооружении тепловых агрегатов.

3. Исследования скорости УЗИ в образцах керамзитобетона после 15 циклов нагрева и охлаждения показали, что процессам деструкции менее подвержен керамзитбетон с

наличием микрокремнезема в его составе.

Библиографический список

1. Руководство по возведению тепловых агрегатов из жаростойкого бетона. - М.: Стройиздат, 1983. - 65 с.
2. Некрасов К.Д. Жароупорный бетон. - М.: Промстройиздат, 1957. - 284 с.
3. Monsen B., Seltveit A. Advances in Ceramics. New Developments in Monolithic Refractories. The Am. Ceram. Soc. Inc. Columbus, Ohio. - 1985. - Vol. 13. - P. 201-210.
4. Myhre B. The Effect of particle-size Distribution on Flow of Refractory Castables. Norway: Fundamentals of Refractory castables: 13 Annual Symposium on Refractories. The St. Louis Section of the American Ceramic Society at Sheraton-West Port In St. Louis, Missouri, 1994. - P. 57-64.

5. Parr C., Bier T., Mathieu A., Spreafico E. Calcium Aluminate Cement (CAC) for monolithic refractories. // 1st Monolithics Conference, Tehran, Iran. - 1997. - P. 9.

6. Eguchi T., Takita I., Yoshitomi J., Kiritani S., Sato M. Low-Cement-Bonded Castable Refractories // Taikabutsu Overseas. 1989. - Vol. 9, Nr. 1. - P. 10-25.

7. Тейлор Х. Химия цемента. М.: "Мир", 1996. - С. 376-395.

8. Mohmel S., Gervner W. Untersuchungen zur Bindungsgenese in zementarmen Feuerbetonen (LCC) // Int. Coll. On Refractories, Aachen. - 1993. - P. 45-51.

9. Chotard T., Gimet-Breart N., Smith A. and ath. Application of ultrasonic testing to describe the hydration of Calcium aluminate cement at the early age. // Cement and Concrete Research, 2001. Nr. 30. - P. 405-412.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

А.С.ЗАЛЕСОВ, Т.А.МУХАМЕДИЕВ, Е.А.ЧИСТЯКОВ, доктора техн. наук (НИИЖБ)

Расчет деформаций железобетонных конструкций по новым нормативным документам

Прогибы железобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик элементов в сечениях по их длине (кривизн, углов сдвига и т.д.). В тех случаях, когда прогибы железобетонных элементов в основном зависят от изгибных деформаций, прогибы определяют по кривизнам элементов.

Расчет прогибов железобетонных элементов и систем из них производят с учетом неупругих свойств материалов и образования трещин. Неупругие свойства бетона и наличие трещин учитывают на основе деформационной модели или упрощенным способом.

Расчет прогибов статически неопределимых систем производят численными методами строительной механики.

Расчет прогибов отдельных железобетонных элементов без трещин производят по общим правилам строительной механики, принимая кривизну изменяющейся пропорционально значениям изгибающего момента. Например, для свободно опертых или консольных изгибаемых стержневых элементов постоянного сечения по их длине максимальный прогиб определяют по формуле

$$f = s \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r} \right)_{\max} \quad (1)$$

где s — коэффициент, зависящий от расчетной схемы элемента и вида нагрузки, определяемый по правилам строительной

механики; $\left(\frac{1}{r} \right)_{\max}$ — полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяют прогиб.

Для изгибаемых элементов постоянного по длине элемента сечения, имеющих трещины, прогибы вычисляют как для элемента с переменным сечением (с переменной жесткостью по длине элемента). Допускается на каждом участке элемента, в пределах которого изгибающий момент не меняет знак, кривизну вычислять для наиболее напряженного сечения, а для остальных сечений такого участка принимать ее изменяющейся пропорционально значениям изгибающего момента.

Допускается определять максимальный прогиб свободно опертых и консольных стержневых элементов в стадии их работы с трещинами по формуле (1), в которой значение кривизны вычисляют в сечении с наибольшим изгибающим моментом с учетом наличия трещин в растянутой зоне сечения.

Полную кривизну железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил определяют по формулам:

- для участков без трещин в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2; \quad (2)$$

- для участков с трещинами в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3. \quad (3)$$

В формуле (2):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1, \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \text{кривизны, соответственно, от непро-$$

должительного действия кратковременных нагрузок и продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

В формуле (3):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 - \text{кривизна от непродолжительного действия}$$

всей нагрузки, при которой определяется прогиб;

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 - \text{кривизна от непродолжительного действия}$$

постоянных и временных длительных нагрузок;

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 - \text{кривизна от продолжительного действия по-$$

стоянных и временных длительных нагрузок.

В общем случае для элементов с различной формой поперечного сечения, с различным расположением арматуры в сечении, при внешних воздействиях различного направления (косой изгиб, косое внецентренное сжатие и т.п.) значения кривизн в формулах (2) и (3) определяют по неупругой деформационной модели из решения системы уравнений (19) ... (21), представленных в /1/.

Неупругие свойства бетона и арматуры, а также образование трещин учитывают на основе диаграмм состояния (деформирования) бетона и арматуры, рассмотренных в /1/, /2/. При этом для определения кривизн от непродолжительного действия нагрузки в расчете используют диаграммы кратковременного деформирования бетона, а для определения кривизн от продолжительного действия нагрузки - диаграммы длительного деформирования бетона. Значения параметров базовых точек диаграмм принимают в соответствии с установленными в нормах для предельных состояний второй группы характеристиками материалов с учетом влияния на них продолжительности действия нагрузки. Физические соотношения для расчета представлены в /1/. За момент образования нормальной трещины в i -ом участке поперечного сечения элемента принимают момент достижения относительными деформациями растяжения на уровне центра тяжести i -го участка бетона их предельных значений. После образования нормальной трещины коэффициент упругости i -го стержня арматуры, пересекающего трещину, определяют с учетом влияния работы растянутого бетона на участке между смежными нормальными трещинами.

Этот фактор учитывают в расчетных зависимостях посредством коэффициента ψ_s . Для этого жесткостные коэффициенты общей системы уравнений (19) ... (21), представленной в /1/, при расчете по деформациям определяют с учетом образования трещин по формулам:

$$D_{11} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi}^2 \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj}^2 \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} + \sum_i A_{si} \cdot Z_{sxi}^2 \cdot E_{si} \cdot v_{smi}; \quad (4)$$

$$D_{22} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{byi}^2 \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj}^2 \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} + \sum_i A_{si} \cdot Z_{syi}^2 \cdot E_{si} \cdot v_{smi}; \quad (5)$$

$$D_{12} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} + \sum_i A_{si} \cdot Z_{sxi} \cdot Z_{syi} \cdot E_{si} \cdot v_{smi}; \quad (6)$$

$$D_{13} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{bxi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{sxj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} + \sum_i A_{si} \cdot Z_{sxi} \cdot E_{si} \cdot v_{smi}; \quad (7)$$

$$D_{23} = \sum_i A_{bi} \cdot Z_{byi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot Z_{syj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} + \sum_i A_{si} \cdot Z_{syi} \cdot E_{si} \cdot v_{smi}; \quad (8)$$

$$D_{33} = \sum_i A_{bi} \cdot E_b \cdot v_{bi} + \sum_j A_{sj} \cdot E_{sj} \cdot v_{sj} + \sum_i A_{si} \cdot E_{si} \cdot v_{smi}; \quad (9)$$

где параметры арматуры с индексом " sj " относятся к арматурным стержням, не пересекающим нормальную трещину, с индексом " si " - к стержням, пересекающим трещину, а остальные обозначения пояснены в /1/.

Коэффициенты упругости арматурных стержней в зависимостях (4)...(9) определяют по формулам:

$$v_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}}; \quad v_{smi} = \frac{\sigma_{si}}{E_{si} \cdot \varepsilon_{si} \cdot \psi_{si}}. \quad (10)$$

Для арматуры с физическим пределом текучести, когда напряжения σ_s не достигают значений $R_{s,ser}$, коэффициенты упругости соответственно равны

$$v_{sj} = 1,0; \quad v_{smi} = \frac{1}{\psi_{si}}. \quad (11)$$

Зависимости для вычисления коэффициента ψ_s представлены в /2/.

В новых нормативных документах допускается

производить расчет прочности железобетонных элементов и по упрощенной методике. При этом рекомендованная методика имеет принципиальное отличие от методики расчета деформаций действующего СНиП. Такое различие обусловлено тем, что в новых СНиП и Своде Правил в отличие от действующего СНиП за основу принята деформационная модель, распространяющаяся на расчет железобетонных элементов по предельным состояниям первой и второй групп с единых методологических позиций и включающая уравнения равновесия, гипотезу плоских сечений и полные диаграммы состояния арматуры и бетона, учитывающие как упругую, так и неупругую работу материалов. Очевидно, что упрощенная методика должна строиться путем упрощения общей методики расчета по деформационной модели.

Расчет по деформациям, относящийся к расчету по предельным состояниям второй группы, производят на действие пониженных расчетных значений внешней нагрузки, равных нормативным значениям, с использованием повышенных расчетных значений характеристик бетона и арматуры, равных их нормативным значениям.

В результате напряжения в арматуре и бетоне при расчете железобетонных конструкций по деформациям, как правило, остаются ниже предельных расчетных значений. Если принять это условие (а такое условие было принято и в действующем СНиП), то для расчета по деформациям может быть принят только первый, линейный участок диаграммы состояния бетона с пониженным приведенным модулем упругости, учитывающим неупругие деформации бетона. В результате деформационная модель приводится к условно-упругой модели, и расчет по деформациям можно выполнять в упрощенной условно-упругой постановке по общим правилам сопротивления материалов, учитывая неупругие свойства бетона с помощью приведенных модулей упругости. При этом в расчет вводится жесткость железобетонного элемента, идентичная по своей общей структуре для железобетонных элементов с трещинами и без трещин, используемая в методах расчета сопротивления материалов и строительной механики.

В результате приведенная в новых нормативных документах упрощенная методика расчета по деформациям имеет существенные преимущества по сравнению с методикой расчета, принятой в действующем СНиП. В отличие от методики действующего СНиП, в которой отказ от гипотезы плоских сечений привел к необходимости использовать целый ряд достаточно условных и сложных эмпирических выражений, она базируется на общих правилах сопротивления материалов и строительной механики.

Кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_i$ ($i=1, 2, 3$) железобетонных элементов в формулах (2) и (3) от действия соответствующих нагрузок определяют по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_i = \frac{M_i}{D}, \quad (12)$$

где M_i - изгибающий момент от соответствующей внешней нагрузки (с учетом момента от продольной силы N) относительно оси, нормальной плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента; D - изгибная жесткость поперечного сечения элемента, определяемая с учетом неупругих свойств бетона и наличия или отсутствия трещин.

По упрощенной методике изгибную жесткость определяют по формуле

$$D = E_{b1} \cdot I_{red}, \quad (13)$$

где E_{b1} - модуль деформации бетона; I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения элемента.

Значение модуля деформации E_{b1} и момента инерции I_{red} определяют в зависимости от наличия или отсутствия трещин в растянутой зоне элемента и от продолжительности действия нагрузки.

Расчет по образованию нормальных трещин приведен в /2/.

Для элементов без трещин в растянутой зоне значения модуля деформации E_{b1} определяют по формулам:

при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0,85 \cdot E_b; \quad (14)$$

при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}. \quad (15)$$

Здесь $\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести, принимаемый по представленной в нормативном документе таблице.

Значения момента инерции приведенного поперечного сечения I_{red} для элементов без трещин в растянутой зоне определяют по формуле

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha + I'_s \cdot \alpha', \quad (16)$$

где I - момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента; I_s, I'_s - моменты инерции площадей сечения, соответственно растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента

$$I_s = A_s \cdot (h_0 - y_c)^2, \quad (17)$$

$$I'_s = A'_s \cdot (y_c - a')^2; \quad (18)$$

α - коэффициент приведения арматуры к бетону;

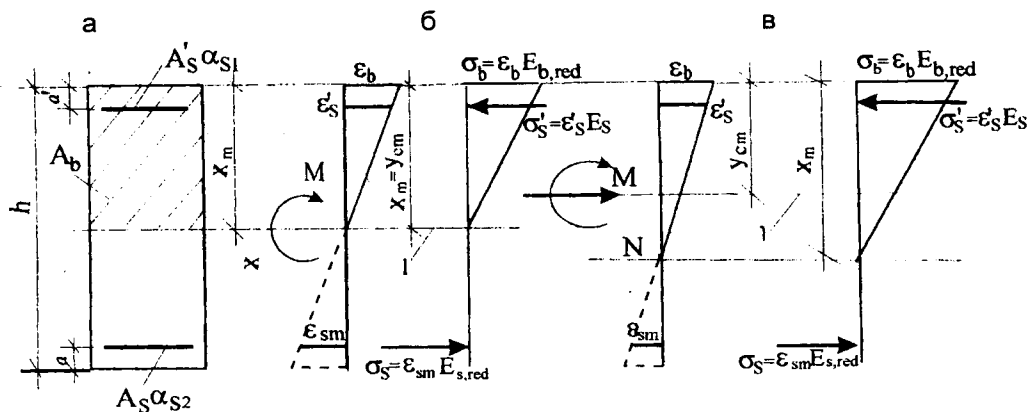
$$\alpha = \frac{E_s}{E_{b1}}, \quad (19)$$

y_c - расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента.

Жесткость железобетонных элементов на участках с трещинами в растянутой зоне определяют с учетом следующих положений:

- сечения после деформирования остаются плоскими;

- напряжения в бетоне сжатой зоны определяют на основе представленной в /1/ двухлинейной диаграммы его деформирования при сжатии;



Приведенное поперечное сечение (а) и схема напряженно-деформированного состояния элемента с трещинами для расчета его по деформациям при действии изгибающего момента (б), изгибающего момента и продольной силы (в)
1 — уровень центра тяжести приведенного без учета растянутой зоны бетона поперечного сечения

- работа растянутого бетона в сечении с нормальной трещиной не учитывается;

- работа растянутого бетона на участке между смежными нормальными трещинами учитывается посредством коэффициента ψ_s .

С учетом принятых положений для участков элемента с трещинами в формуле (13) значения модуля деформации бетона E_{b1} принимают равными значениям приведенного модуля деформации бетона $E_{b,red}$, отвечающего двухлинейной диаграмме состояния (деформирования) сжатого бетона и определяемого по формуле

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{bl,red}}, \quad (20)$$

где $\varepsilon_{bl,red}$ - относительная деформация сжатого бетона, принимаемая для тяжелого бетона равной:

0,0015 - при непродолжительном действии нагрузки;
0,003 - при продолжительном действии нагрузки (при средней влажности окружающей среды).

Значения момента инерции приведенного поперечного сечения I_{red} для элементов с трещинами в растянутой зоне и с сосредоточенной у граней элементов арматурой определяют по формуле

$$I_{red} = I_b + I_s \cdot \alpha_{s2} + I'_s \cdot \alpha_{s1}, \quad (21)$$

где I_s, I'_s - моменты инерции площадей сечения соответственно растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения, определяемые по формулам (17) и (18), принимая в них вместо y_c значение y_{cm} , равное расстоянию от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения (рисунок); I_s - момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения железобетонного элемента; α_{s1}, α_{s2} - коэффициенты приведения арматуры соответственно сжатой и растянутой к бетону.

Момент инерции I_b для железобетонных элементов прямоугольного, двутаврового и таврового

(со сжатой полкой) поперечных сечений определяют по формуле

$$I_b = \frac{b \cdot x_m^3}{12} \left[1 + 12 \left(\frac{y_{cm}}{x_m} - 0,5 \right)^2 \right] + \frac{(b'_f - b) \cdot (h'_f)^3}{12} \left[1 + 12 \left(\frac{y_{cm}}{h'_f} - 0,5 \right)^2 \right], \quad (22)$$

где x_m - средняя высота сжатой зоны бетона, определяемая с учетом влияния работы растянутого бетона между трещинами.

Для изгибаемых железобетонных элементов $y_{cm} = x_m$. В этом случае формула (22) примет вид

$$I_b = \frac{b \cdot x_m^3}{3} + \frac{(b'_f - b) \cdot (h'_f)^3}{12} \left[1 + 12 \left(\frac{x_m}{h'_f} - 0,5 \right)^2 \right], \quad (23)$$

а для элементов прямоугольного поперечного сечения

$$I_b = \frac{b \cdot x_m^3}{3}. \quad (24)$$

При $x_m \leq h'_f$ в формулах (22) и (23) принимают $b = b'_f$, а для изгибаемых элементов значение I_b

определяют по формуле (24) при $b = b'_f$.

Значения коэффициентов приведения арматуры к бетону определяют по формулам:

- для сжатой арматуры

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}; \quad (25)$$

- для растянутой арматуры

$$\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}}, \quad (26)$$

здесь $E_{s,red}$ - приведенный модуль деформации рас-

тянутой арматуры, определяемый с учетом влияния работы растянутого бетона на участке между трещинами

$$E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s}. \quad (27)$$

В нормах допускается принимать $\psi_s = 1$. Если при этом требования по ограничению прогиба конструкции не выполняются, то расчет уточняется с учетом значений коэффициента ψ_s , вычисленных по зависимостям [2].

Значения $E_{b,red}$ в формулах (25) и (26) принимают по формуле (20) с учетом продолжительности действия нагрузки при определении соответствующих значений кривизн в формуле (3).

Среднюю высоту сжатой зоны x_m для железобетонных элементов прямоугольного, таврового (со сжатой полкой) и двутаврового поперечных сечений при действии изгибающего момента M и продольной силы N определяют из уравнения

$$m \cdot x_m^3 + n \cdot x_m^2 + k \cdot x_m + f = 0, \quad (28)$$

где коэффициенты уравнения вычисляют по формулам:

$$m = \frac{N \cdot b}{3}; \quad (29)$$

$$n = M \cdot b - N \cdot b \cdot h_o; \quad (30)$$

- для поперечного сечения прямоугольной формы

$$k = 2(A_s \cdot \alpha_{s2} + A'_s \cdot \alpha_{s1})M - 2A_s \cdot \alpha_{s2}(h_o - a')N; \quad (31)$$

$$f = 2A_s \cdot \alpha_{s2} \cdot a' \cdot (h_o - a') \cdot N - 2 \cdot (A'_s \cdot \alpha_{s1} \cdot a' + A_s \cdot \alpha_{s2} \cdot h_o) \cdot M; \quad (32)$$

- для поперечного сечения тавровой (двутавровой) формы

$$k = 2(A_s \cdot \alpha_{s2} + A'_s \cdot \alpha_{s1} + A'_f) \cdot M - 2[A_s \cdot \alpha_{s2}(h_o - a') - A'_f(h_o - 0,5h'_f)] \cdot N; \quad (33)$$

$$f = [2A_s \cdot \alpha_{s2} \cdot a'(h_o - a') - A'_f \cdot h'_f(0,5h'_f - h_o)]N - [2(A'_s \cdot \alpha_{s1} \cdot a' + A_s \cdot \alpha_{s2} \cdot h_o) + A'_f \cdot h'_f]M. \quad (34)$$

Здесь A'_f - площадь поперечного сечения свесов сжатых полок

$$A'_f = (b'_f - b) \cdot h'_f. \quad (35)$$

В формулах (29) ... (34) значения продольной силы N принимают со знаком "плюс", если она сжимающая, и со знаком "минус" - если она растягивающая.

Если вычисленная из уравнения (28) высота сжатой зоны элементов таврового или двутаврового поперечного сечения будет меньше или равна высоте сжатой полки, то расчет производят как для элементов прямоугольного поперечного сечения с шириной сечения, равной ширине сжатой полки.

Для железобетонных элементов, в которых по расчету образуются трещины, в нормах допускается определять значение высоты сжатой зоны x_m при дей-

ствии изгибающего момента и продольной силы по приближенной формуле

$$x_m = x_{m1} \pm \frac{I_{red}}{A_{red}} \cdot \frac{N}{M}, \quad (36)$$

при этом принимая $0 \leq x_m \leq h$,

где x_{m1} - высота сжатой зоны элемента от действия изгибающего момента, определяемая по формулам (38) ... (41); I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести, определяемый для полного сечения элемента без учета трещин по формулам (14) ... (19); A_{red} - площадь приведенного поперечного сечения

$$A_{red} = A + A_s \cdot \alpha + A'_s \cdot \alpha \quad (37)$$

В формуле (36) знак "плюс" принимают при сжимающей, а знак "минус" - при растягивающей продольной силе.

Для изгибаемых элементов зависимость для определения высоты сжатой зоны принимает вид:

$$x_m = h_o \cdot \left(\sqrt{\mu^2 + \frac{\mu \cdot h}{h_o}} - \mu \right), \quad (38)$$

где

$$\mu = \mu'_f + \alpha_{s1} \cdot \mu'_s + \alpha_{s2} \cdot \mu_s, \quad (39)$$

$$\mu \cdot h = \mu'_f \cdot h'_f + 2\mu_s \cdot \alpha_{s1} \cdot a' + 2\mu_s \cdot \alpha_{s2} \cdot h_o, \quad (40)$$

$$\mu'_f = \frac{A'_f}{b \cdot h_o}; \quad \mu'_s = \frac{A'_s}{b \cdot h_o}; \quad \mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_o}. \quad (41)$$

Если вычисленная по формуле (38) высота сжатой зоны элементов таврового или двутаврового поперечного сечения будет меньше или равна высоте сжатой полки, то расчет производят как для элементов прямоугольного поперечного сечения с шириной сечения, равной ширине сжатой полки, а в зависимостях (39), (40) принимают $\mu_f = 0$.

Для элементов прямоугольного сечения без сжатой арматуры зависимость (38) для определения высоты сжатой зоны принимает вид

$$x_m = h_o \left(\sqrt{(\mu_s \cdot \alpha_{s2})^2 + 2\mu_s \cdot \alpha_{s2} - \mu_s \cdot \alpha_{s2}} \right). \quad (42)$$

Анализ результатов расчета прогибов для массовых конструкций показал, что прогибы, вычисленные по новым нормативным документам, в среднем на 20% меньше прогибов, вычисленных по действующему СНиП, что в целом согласуется с анализом опытных данных.

Библиографический список

1. Звездов А.И., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчет прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам//Бетон и железобетон. — № 2. — 2002.
2. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчет трещиностойкости железобетонных конструкций по новым нормативным документам//Бетон и железобетон. — № 3. — 2002.



Ю.Г.ХАЮТИН, д-р техн. наук, В.Л.ЧЕРНЯВСКИЙ, инж., Е.З.АКСЕЛЬРОД, канд. техн. наук
(ООО "ИнтерАква")

Применение углепластиков для усиления строительных конструкций

Проблемы ремонта строительных конструкций, связанные с их деструкцией в результате многолетнего воздействия природных факторов и агрессивных сред, становятся для развитых стран все более значимыми и требуют возрастающих затрат. Нередко восстановление строительных конструкций приходится решать одновременно с их усилением для восприятия повышенных технологических нагрузок.

Для России эти проблемы особенно остры из-за практического отсутствия в последние 15-20 лет финансирования на восстановление основных фондов промышленных, транспортных и сельскохозяйственных предприятий, что обусловлено радикальными кризисными изменениями в экономике страны. Так, в настоящее время количество нуждающихся в ремонте и усилении автомобильных мостов превышает 40 тысяч, а число требующих восстановления строительных конструкций промышленных зданий и сооружений исчисляется миллионами.

Применительно к наиболее распространенным в строительстве конструкциям из железобетона их капитальный ремонт обычно связан с деградацией собственно бетона и коррозией стальной арматуры. При ремонте и усилении таких конструкций, как правило, предусматривают удаление дефектного бетона, установку дополнительной арматуры и ее обетонирование. Нередко это приводит к необходимости развития сечения конструкций и, следовательно, их массы, что вызывает дополнительные трудности.

С середины 50-х годов прошлого века получил развитие способ внешнего армирования железобетонных конструкций, предусматривавший установку дополнительной арматуры вне их сечения. В каче-

стве армирующих элементов использовали стальные стержни или листы (пластины), а также преднапряженные канаты. Способ внешнего армирования стал успешно применяться при восстановлении и усилении железобетонных конструкций, в особенности после освоения технологии приклеивания стальных пластин к поверхности железобетонных элементов эффективными эпоксидными адгезивами. Присоединенные стальные пластины дополняли существующую внутреннюю арматуру и обеспечивали снижение в последней напряжений до приемлемого уровня. Одновременно повышалась жесткость конструкций и их трещиностойкость.

Внешнее армирование при ремонте и усилении имеет необходимую расчетно-нормативную базу, является признанным и достаточно широко распространенным в строительной практике. Этот способ обладает рядом технологических преимуществ по сравнению с традиционными применяемыми технологиями ремонта и усиления. В отдельных случаях он позволяет вести работы без вывода сооружения (или его элементов) из эксплуатации.

В последние годы способ внешнего армирования получил мощный импульс для дальнейшего развития. Это связано с началом применения в качестве армирующих элементов новых высокоэффективных композиционных материалов на основе специальных стекло-, арамидных, и, в особенности, углеродных волокон.

Углеродные волокна обладают исключительными физико-механическими характеристиками (высокой прочностью на растяжение и сжатие и модулем упругости, близким к стали), а также стойкостью в различных агрессивных средах. Арамид-

ные волокна имеют недостаточную прочность на сжатие, а стеклянные волокна относительно низкие модуль упругости. Недостаточная прочность на сжатие арамидных волокон ограничивает их применение только растянутой зоной конструкций, а их использование для усиления сжатой зоны и наклонных сечений становится проблематичным.

Важное значение при усилении конструкций имеет модуль упругости волокон, особенно при применении композиционных усиливающих элементов без предварительного напряжения. Только жесткие элементы внешнего армирования могут уменьшить напряжения в существующей арматуре. Элементы внешнего усиления из стеклянных или арамидных волокон должны быть в несколько раз толще, чем из углеродных из-за относительно низкого их модуля упругости. Однако при применении толстых пластин внешнего армирования возникает проблема обеспечения совместной работы усиливающих композитных накладок с бетоном конструкции из-за возникновения больших касательных напряжений на границе бетон-композит и опасности хрупкого разрушения от сдвига. Исследования [1] показали, что толстые элементы усиления из стеклопластика не достигают расчетной прочности; толщина элемента усиления (t) ограничивается условием $b/t > 50$, где b ширина сечения.

На базе углеродных волокон были созданы фиброармированные пластики, обладающие чрезвычайно высокими удельными (по отношению к объемной массе) прочностными показателями. Это предопределило энергичное внедрение углепластиков в авиационной и аэрокосмической отраслях промышленности начиная с 60-х годов

прошлого столетия (так же, как в свое время бурное внедрение титановых сплавов).

Развитие промышленного производства углеродных волокон привело к применению углепластиков в других отраслях техники, в том числе - для усиления строительных конструкций. Начало применения углепластиков в строительстве относится к первой половине 80-х годов прошлого века.

С 1994 года количество реализованных проектов по ремонту и усилению железобетонных конструкций с использованием углепластиков растет в геометрической прогрессии. Новая технология применялась для пролетных строений и опор мостов, для резервуаров и дымовых труб, для причальных сооружений, для балок, колонн и перекрытий зданий разного назначения. В последние годы они используются для восстановления несущей способности кирпичной и каменной кладки, а также деревянных конструкций.

Используемые для ремонта и усиления конструкций композитные материалы на базе углеродных волокон можно подразделить на две группы:

- формируемые непосредственно при производстве работ на строительном объекте,
- заводского изготовления.

Первая группа основывается на использовании углеродной ткани с расположением волокон в одном (однонаправленные) или в двух (двунаправленные) направлениях. Эти ткани поставляются в рулонах и применяются при т.н. "мокром" способе. Они наклеиваются на поверхность восстанавливаемой или усиливаемой конструкции послойно с помощью специальных эпоксидных смол с пропиткой смолами каждого слоя. Композит формируется при отверждении смолы в естественных условиях.

Композиты второй группы – жесткие (как правило, "однонаправленные"). Они производятся в заводских условиях путем пропитки углеродной ткани в ванне с эпоксидным составом, формирования пакета из необходимого количества слоев пропитанной ткани и последующей его термообработки до полного отверждения смолы. Полученные же-

сткие композиционные ленты называют "ламинатами". Ламинаты наклеивают на усиливаемую конструкцию, как правило, одним слоем.

Ламинаты изготавливают длиной до 250 м, шириной 5 – 15 см при толщине 1,2 – 1,5 мм. Их доставляют на объект свернутыми в рулон и разрезают на гильотинных ножницах или обрезной машиной на отрезки необходимой длины. Стоимость ламинатов значительно выше стоимости тканей, однако трудоемкость работ при их использовании может быть ниже, чем при "мокром" (послойном) способе усиления. В то же время требуются большие дополнительные трудовые и материальные затраты на подготовку поверхности конструкции (выравнивание) перед наклейкой. Возможности применения "мокрого" способа формирования композита шире, чем при использовании ламинатов, т.к. с помощью мягкой ткани можно легко выполнять даже сложные пространственные формы с объемным перераспределением усилий в восстанавливаемых элементах конструкций.

Физико-механические характеристики некоторых представленных на рынке ламинатов и композитов, получаемых "мокрым" способом на основе углеродных волокон представлены в таблице.

Несмотря на высокие стоимости композитов, усиление строительных конструкций с их помощью во многих случаях оказывается экономически целесообразным, так как реконструкцию можно выполнять без вывода сооружения из эксплуатации, при этом значительно сокращается трудоемкость выполнения работ. В ряде случаев усиление строительных конструкций композитными материалами по совокупности затрат оказывается более эффективным, чем традиционными методами, например, металлическими пластинами, приклеиваемыми в растянутой зоне [2].

Сравнение композитных материалов различных фирм показывает, что для каждой системы эквивалентные уровни напряжения могут быть обеспечены путем изменения ширины или (для мокрого способа) количества уложенных слоев. Преимущество полос большей ширины при фиксированном усилении заключа-

ется в увеличении площади сцепления и, соответственно, снижении контактных напряжений.

Ламинаты и ткани на основе углеродных волокон рекомендуется использовать для усиления изгибаемых (балочных и плитных), внецентренно сжатых (колонны) железобетонных и стальных конструкций, а материалы на основе стекловолокон – для усиления центрально сжатых железобетонных конструкций (колонн, свай), кирпичной кладки (усиление стен, простенков) и деревянных конструкций.

Успех применения композитных материалов для усиления строительных конструкций зависит не только от выбора эффективных композитов, но, в значительной мере, от качества подготовки основания под наклейку. Это связано с выбором материалов и технологий для ремонта деструктивной поверхности железобетона, обеспечивающих их высокую адгезию к "подложке". Ремонтный слой, в свою очередь, должен сам явиться надежным основанием для приклейки усиливающих композитных материалов и работать с ними совместно. Подготовка железобетонной конструкции к ремонту и последующему усилению должна включать мероприятия по блокированию процессов коррозии арматуры, которые, как правило, развиваются при первых признаках деструкции. Без надлежащей подготовки образующиеся продукты коррозии будут отрывать защитный слой из ремонтных материалов, что сведет на нет работы по наклейке композитов.

Подготовка бетонной подложки предусматривает удаление бетона в деструктивных зонах, очистку поверхности бетона и арматуры, обработку их специальными ингибиторами коррозии. Каверны и раковины заделываются высокопрочными быстротвердеющими ремонтными растворами. Прочность бетонной подложки (на отрыв) должна составлять не менее 1,5 МПа. Трешины с раскрытием более 0,2 мм должны быть заинъектированы эпоксидной смолой. Неплоскостность поверхности при наклейке ламинатов не должна превышать 2 мм на базе 2 м, при использовании тканей требования по неровности поверхности менее жесткие.

Фирма-изготовитель	Толщина, мм	Прочность при растяжении, МПа	Модуль упругости, МПа	Относительное удлинение при разрыве, %
Ламинаты на основе углеродных волокон				
Tyfo	1,4	2300	200000	1,1
CLEVER	1,4	1900-2600	150000-200000	1,3
Sika	1,2-1,4	1400-2400	150000-300000	0,8-1,9

Композиты "мокрого" формирования (данные для монослоя)

А. Из углеродной ткани				
Tyfo	1,04	1000	69000	1,5
Sika	0.13-1,0	1000-3500	73000-230000	1,3-1.5
CLEVER	0,12-0.23	2600-3900	240000-640000	0,4-1.5
MBT	0,165	3000-3600	230000-380000	0.8-1.5
Fosroc	0,11-0.17	1900-2300	230000-375000	0.5-1,0
Replarc	0,11-0.17	1900-6400	230000-640000	0.3-1,5
Freyssinet*	0.43	1400	105000	1.8-2.1
Россия	0.13-0.25	1200-1400	100000-140000	0.8-1.2

Б. Из стекловолокна				
Tyfo	0.4-1,3	200-500	14000-27000	1.5-2,0
CLEVER	0,135	1700	65000	2,8
MBT	0,12-0.35	1600-1700	71000-88000	2,0
Sika	1,0	600	26000	2,2
Fosroc	0,12	100	73000	1,4
Россия	0.12	80	51000	2.5

* Двухнаправленная ткань

При выполнении работ по усилению железобетонных конструкций угле- и стеклопластиками используются три вида эпоксидных материалов:

- грунтовки, наносимые на подложку с помощью кисти или валика; они пропитывают поверхностный слой, укрепляя его;
- шпатлевки для заделки мелких неровностей подложки перед наклейкой элементов усиления;
- непосредственно адгезивные составы для наклейки полос ламината или тканей.

Адгезивные составы наносятся на основание тонким (не более 1 мм) слоем с помощью шпателя. В случае использования ламинатов, адгезив наносится и на ленту, наклеиваемая поверхность которой должна быть перед этим тщательно очищена чистой мягкой тканью, смоченной ацетоном. После этого ленту укладывают на основание (клей к клею) и прикатывают резиновым валиком. Избытки клея, выдавливаемые по краям ленты, тщательно удаляют. Приклеенный ламинат не следует тревожить, по крайней мере, в течение суток.

При использовании тканей адге-

зив наносят только на подложку. После этого ткань накладывается на бетонную поверхность и аккуратно вдавлируется в клей с помощью шпателя или валика. Предпочтительно использование рифленых валиков, что способствует лучшему пропитыванию тканей при разделении волокон и выходу вовлеченного в адгезив воздуха. После прикатки осуществляется выдержка в течение 30 мин. для лучшей пропитки ткани, после чего укладывается второй слой адгезива и ткани. При наклейке ткани на потолочную поверхность иногда приходится дожидаться полимеризации предыдущего слоя до наклейки следующего. По завершении наклейки всех слоев на верхний наносится защитное покрытие.

Важнейшей проблемой внешнего армирования с приклейкой армирующих элементов на поверхность строительных конструкций является обеспечение их совместной работы. Необходимо предотвратить отрыв и проскальзывание армирующих элементов вдоль поверхности растянутой зоны и их отрыв по концевым участкам. Кроме того, опасно отделение армирующих элементов от

поверхности конструкций в зонах критического трещинообразования. Эти проблемы особенно существенны для пластинчатых армирующих элементов, как стальных, так и композитных. Прочность их сцепления с поверхностью растянутой зоны иногда оказывается недостаточной. В этих случаях необходимо устройство специальной анкеровки, в т.ч. стальных анкеров. "Мокрый способ" с использованием углеродных тканей имеет в этом отношении существенные преимущества. Площадь сцепления такого композита с поверхностью конструкции может быть значительно развита. Так, для изгибаемых конструкций углеродные ткани, в отличие от ламинатов, могут быть приклеены не только по работающей на растяжение плоскости конструкции, но и выходить на вертикальные стороны балок, ригелей и т.п., обеспечивая достаточное сцепление без устройства каких-либо анкеров. Совместность работы элементов усиления из тканей с конструкцией может быть улучшена, также, посредством тканевых бандажей и хомутов.

Эффективность усиления композитными полосами во многом зависит от прочности адгезива, его сцепления с бетоном. Отслаивание углепластиковых полос от бетона из-за недостаточной прочности адгезива или слабого сцепления с бетоном, а также разрушение от сдвига по непрочному поверхностному слою бетона могут снизить эффективность усиления. Вопросу изучения сцепления элементов усиления с бетоном, определения необходимой длины анкеровки, влиянию на сцепление величины прочности бетона и адгезива, качества подготовки поверхности посвящено много исследований. Их результаты показали, что качество бетонной поверхности оказывает сильное влияние на сцепление с композитом. Прочность бетона на сжатие должна быть не менее 25 МПа, в противном случае не реализуется в полной мере расчетная величина усиления. Поверхность не должна иметь трещин с раскрытием более 0.2 мм, а также легко отделяющихся частиц цементного камня и заполнителя. При соблюдении этих условий предельная расчетная величина сцепления пропорциональна величине $\sqrt{R_b}$.

Для обеспечения хорошего сцепления весьма эффективна очистка поверхности струей воды под давлением 15-20 МПа.

Для углепластиковой накладки толщиной до 2 мм эффективная длина анкеровки составляет примерно 100 мм.

Комитет №440 Американского института бетона обращает внимание на то, что при проектировании усиления нельзя принимать в расчет величину максимальной прочности углепластика. За расчетное предельное состояние принято условие достижения предельной расчетной величины сцепления адгезива с бетоном [3]. В связи с этим вводится ограничение на величину предельной допускаемой продольной деформации (ε_{ub}):

$$\varepsilon_{ub} = k\varepsilon_f, \quad (1)$$

где: ε_f – предельная растяжимость углепластика, k – коэффициент.

Так как углепластик является линейно упругим материалом, введение такого ограничения приводит

к снижению его расчетной прочности.

На основании экспериментальных исследований [3] предлагается величину “ k ” определять из выражения:

$$k = \frac{89.3}{\sqrt{Et}} \quad (2)$$

где: E — модуль упругости углепластика в МПа, t — толщина углепластика в мм.

При этом максимальные касательные напряжения на границе углепластик – бетон (τ_u) определяются выражением:

$$\tau_u = 0.0182\sqrt{tE}, \quad (3)$$

а длина анкеровки:

$$l_{an} = \frac{\sqrt{2EtG_f}}{\tau_u}, \quad (4)$$

где величина G_f по экспериментальным данным для бетона с прочностью на сжатие 24.5-47.3 составляет 1.43 Нмм/мм².

Из анализа выражений (2), (3) и (4) следует, что чем толще слой уг-

лепластика и выше его модуль упругости, тем ниже расчетное сопротивление углепластика и соответственно эффективность усиления. Поэтому стремление использовать углепластики с высоким модулем (больше 200000 МПа) не оправдано. Этот анализ показывает также, что даже “толстые” усиливающие накладки не позволят решить задачу восстановления железобетонных конструкций при потере более 50% несущей способности*.

Библиографический список

1. Peter H. Emmons, Alexander M. Vaysburd, and Jay Thomas/ Strengthening Concrete Structures, Part II. Concrete International, vol 20, № 4, p.56-60
2. Gregor Schwegler, Thierry Berset. The Use of Prestressed CFRP-Laminates as Post-Strengthening. 16 Congress of IABSE, Lucerne, 2000, CD.
3. Laura De Lorenzis, Brian Miller, and Antonio Nanni. Bond of Fiber-Reinforced Polymer Laminates to Concrete. ACI Materials Journal, vol. 98 No 3, 2001, p.256-264.

* Окончание статьи см. в следующем номере.

ТЕОРИЯ

Н.И.КАРПЕНКО, д-р техн. наук, проф., академик РААСН (НИИЖБ)

К построению общих критериев деформирования и разрушения железобетонных элементов*

Напряжения в элементе являются составными, состоящими из напряжений в бетоне и приведенных напряжений в арматуре. В результате связь между напряжениями $\{\sigma\}$ и деформациями $\{\varepsilon\}$ принимает вид (при наличии начальных напряжений $\{\sigma_0\}$):

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} + \{\sigma_0\}, \quad (8)$$

Полагается, что когда главные растягивающие напряжения в бетоне достигают предельных значений, найденных по условиям прочности, в нем образуются трещины. Вывод физических соотношений, устанавливающих связи между напряжениями и деформациями в железобетонном элементе с трещинами, является

наиболее важным в цепочке теоретических построений. При этом учитываются следующие факторы:

- ✓ углы наклона трещин к арматуре и схемы их пересечения трещин (различают три схемы трещин, приведенные на рис. 3);
- ✓ раскрытие трещин a_{cr} и сдвиг их берегов Δ (рис. 4);
- ✓ жесткость арматуры при осевых деформациях (рис. 4,б) под действием напряжений в арматуре в зоне трещины с учетом влияния на деформации сил сцепления арматуры с полосами и блоками бетона между трещинами (рис. 4,в);
- ✓ жесткость арматуры при тангенциальных перемещениях ее относительно берегов трещин под действием касательных напряжений в арматуре в зоне трещины с учетом податливости бетонного основания у берегов трещины (рис. 4,г);

* Окончание. Начало статьи см. в № 5, 2002 г.

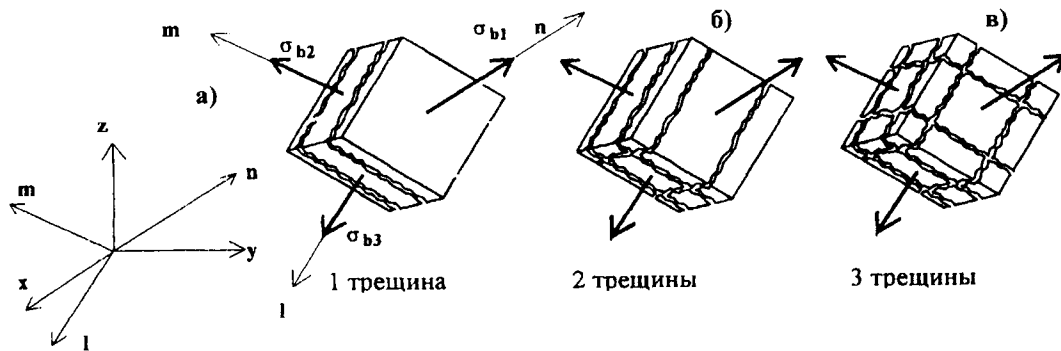


Рис. 3. Схемы трещин

✓ жесткость бетона между трещинами при продольных (вдоль трещин) и сдвиговых (по нормали к трещинам) деформаций под действием соответствующих нормальных и касательных напряжений и снижение этих жесткостей для схем пересекающихся трещин (рис. 3б,в);

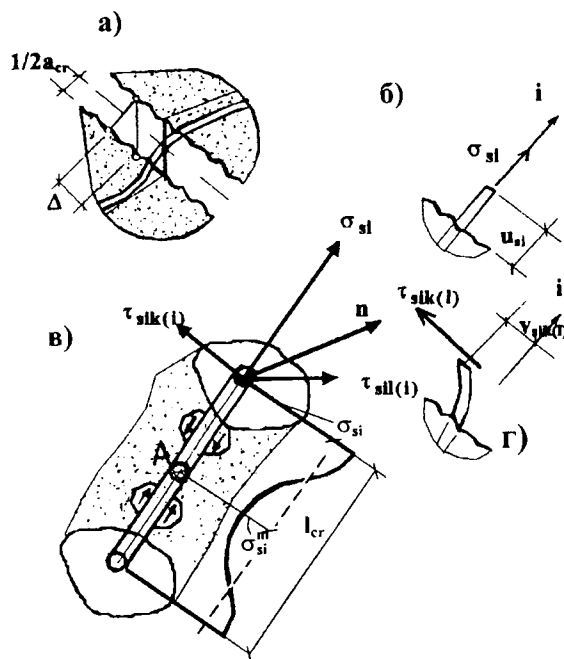


Рис. 4. Деформирование арматуры в элементах с трещинами

✓ жесткость остаточных бетонных связей зацепления берегов трещин при их сдвигах (обычно учитываются в случае малой ширины раскрытия трещин);

✓ нарушение совместности осевых деформаций арматуры и бетона между трещинами при сохранении условий совместности перемещений арматуры и бетона в центре полос или блоков бетона между трещинами (в точке А рис. 3,в).

Напряжения в арматуре в трещинах определяются двояким способом - через средние деформации элемента (по схемам рис. 3 - рис. 8) или непосредственно через нормальные и касательные напряжения в элементе [6, 8] (по схемам рис. 9 - рис. 10). При этом тре-

щины в общем случае располагаются наклонно к направлениям арматуры. Естественно, напряжения, представленные на рис. 9а и рис. 9б, в действительности совмещены на гранях одного тетраэдра (они разделяются лишь для удобства выкладок). Указанные схемы служат также для вывода критериев прочности (6)-(7).

Указанные выше предпосылки не укладывались в традиционные пути построения физических соотношений, используемых в композитных материалах, и требовали новых подходов. Фактически необходимо было в малом элементе среды (условно в точке) иметь одновременно два вида напряжений в каждом компоненте (большие напряжения в арматуре в трещинах и практически равные нулю напряжения в бетоне, и одновременно значительно меньшие напряжения в арматуре на площадках, нормальных к трещинам, и, наоборот, большие по модулю напряжения в бетоне на этих площадках). В работах автора статьи эта проблема была решена на пути использования несимметричных тензоров напряжений для компонент арматуры и бетона (вводятся 9 компонент вместо 6 без соблюдения условия парности касательных величин). Лишь в сумме симметричные компоненты становятся симметричными (с соблюдением парности касательных напряжений).

Физические зависимости сначала устанавливаются в локальных координатах n, m, l , нормальных к трещинам, а затем переводятся в глобальную систему x, y, z . Как и прежде, каждое направление армирования задается коэффициентом армирования μ_{si} и таблицей

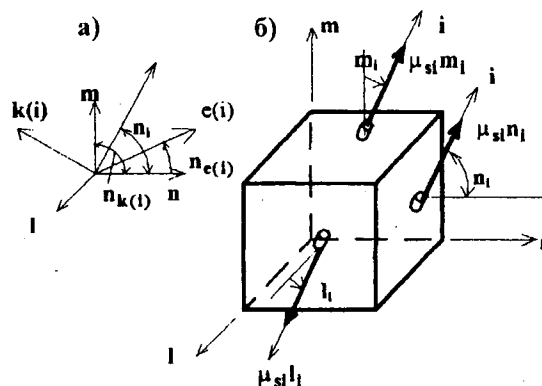


Рис. 5. Площади арматуры i -го направления

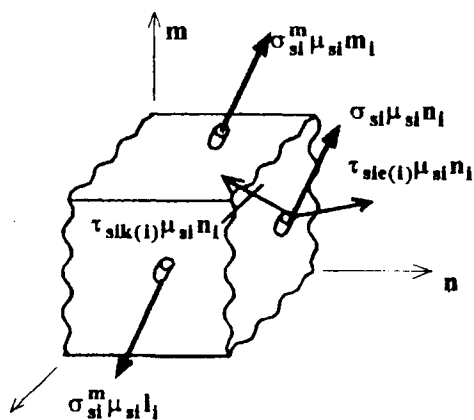


Рис. 6. Напряжения в арматуре, пересекающей грани элемента

направляющих косинусов относительно локальной системы n, m, l (рис. 5,а). Количество арматуры, пересекающей грани единичного куба, показано на рис. 5,б. Напряжения по граням такого элемента (рис. 6) формируются по-разному. На площадках-трещинах действуют нормальные и касательные напряжения в ар-

матуре в зоне трещины, а на других площадках учитываются только средние напряжения σ_{sl}^m . Общие напряжения в бетоне (рис. 7,а) получаются суммированием напряжений в бетоне (рис. 7,б) и в арматуре (рис. 7,в). Проецируя усилия, приложенные к граням элемента (см. рис. 6), на оси n, m, l , получим составляющие общих напряжений. Например, нормальные относительные деформации бетона между трещинами ($\varepsilon_{br}, \gamma_{bkr}, \gamma_{brk}$). Деформации от раскрытия трещин и возможного сдвига их берегов определяются по схемам, показанным на рис. 8. Эти деформации составляют девятикомпонентный вектор-столбец, они также образуют несимметричный тензор второго ранга:

$\{\varepsilon^*\}_n = \{\varepsilon_n \varepsilon_m \varepsilon_l \gamma_{nm}^* \gamma_{mn}^* \gamma_{ml}^* \gamma_{lm}^* \gamma_{ln}^* \gamma_{nl}^*\}$. На основе данных предпосылок сначала устанавливается связь между девятикомпонентными вектор-столбцами напряжений и деформаций

$$\{\sigma^*\}_n = [D^*] \{\varepsilon\}_n + \{\sigma_0^*\} \quad (9)$$

где $[D^*]$ - полностью заполненная симметричная матрица механических характеристик железобетона размером 9×9 . Учитывая парность касательных напряжений и вводя общие сдвиги типа $0,5\gamma_{rk} = 0,5(\gamma_{rk} + \gamma_{kr})$, приходим к обычной связи между шестью компонентами напряжений $\{\sigma\}_n$ и деформаций $\{\varepsilon\}_n$

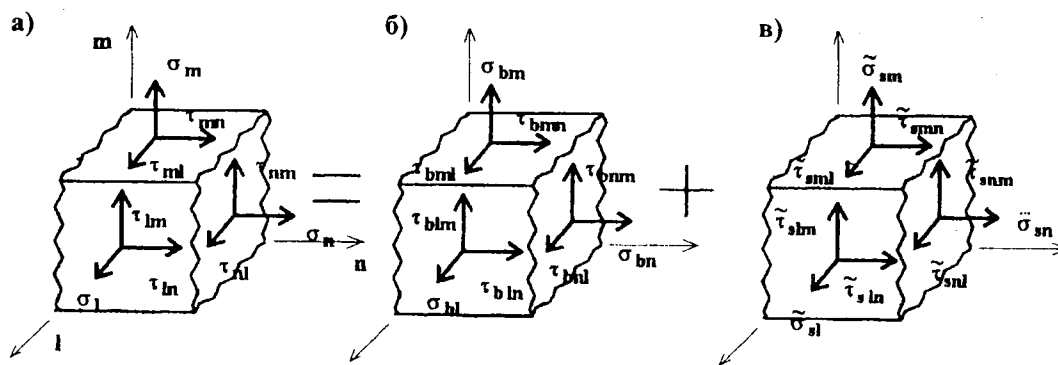


Рис. 7. Общие напряжения и их составляющие

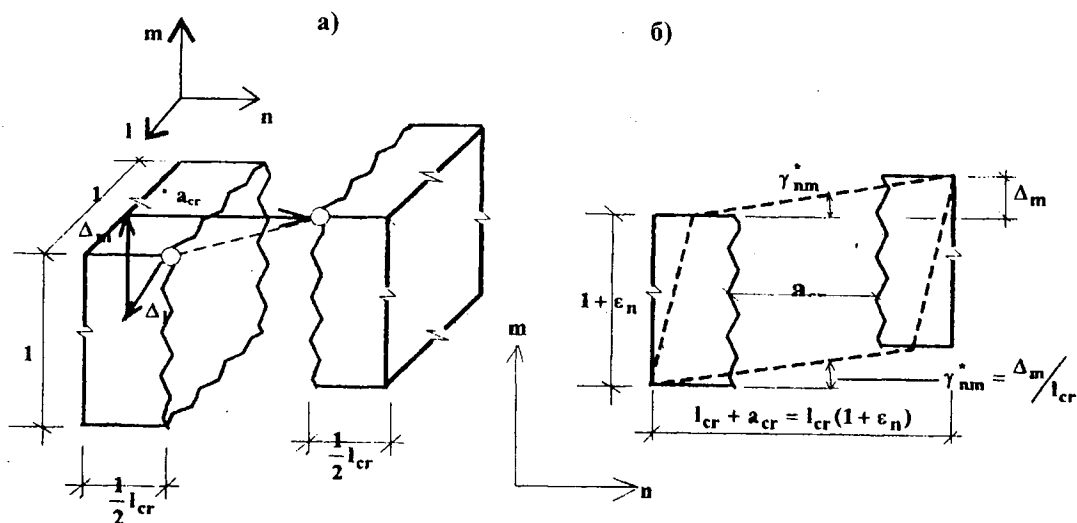
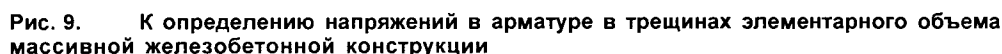
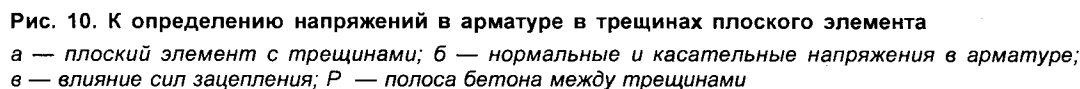


Рис. 8. Деформации элемента с трещиной



Представленные модели НИИЖБ были проверены при расчете многих опытных конструкций в работах бывших аспирантов и докторантов НИИЖБ (ныне докторов и кандидатов технических наук): А.Л. Гуревича, Л.И. Ярина, В.С. Кукунаева, Т.А. Балана, А.Н. Петрова (расчет стен, плит, фрагментов зданий МКЭ и МКР), С.Ф. Клованича (расчет моделей реакторов при термодинамических воздействиях сосудов высокого давления),

Таким образом, современное состояние механики железобетона в сочетании с уровнем развития численных методов, особенно МКЭ, а также с развитием вычислительной техники позволяет утверждать о реальных возможностях перехода к расчетам различных железобетонных конструкций и сооружений с учетом физической нелинейности на уровне промышленных компьютерных программ.



Библиографический список

1. Берг О.Я. Некоторые физические обоснования теории прочности бетона. // Теория расчета и конструирования железобетонных конструкций. - М.: Трансжелдориздат, 1960 - 112 с.
2. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. - М.: Стройиздат, 1949. - 248 с.
3. Гвоздев А.А. К вопросу о предельных условиях (условия текучести) для ортотропных сред и для изгибаемых железобетонных плит. - В сб.: Строительная механика. М.: Стройиздат, 1965.
4. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. - М.: Стройиздат, 1974. - 316 с.
5. Карпенко Н.И. О работе железобетонных плит с трещинами. Труды VI Всесоюзной конференции по бетону и железобетону, V секция НТО Стройиндустрия. М., Стройиздат, 1966. С. 10-17.
6. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. - М.: Стройиздат, 1976. - 208 с.
7. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. - М.: Стройиздат, 1996. - 409 с.

8. Карпенко Н.И. К выводу физических соотношений для элементов с трещинами, работающих в условиях объемного напряженного состояния // Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций. - М.: 1979. С. 5-44.

9. Королев А.Н., Крылов С.М. Способ расчета прогибов железобетонных плит по контуру и безбалочных перекрытий при дефляции кратковременной нагрузки Труды НИИЖБ, вып. 26, 1996.

10. Крылов С.М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. - М.: Стройиздат, 1964.

11. Мурашов В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. - М.: Машстройиздат, 1958. - 268 с.

12. Яшин А.В. Влияние неоднородных (сложных) напряженных состояний на прочность и деформации бетона, включая область, близкую к разрушению. // Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций / Под ред. А.А. Гвоздева. - М.: 1979 - с. 187-2002.

13. Яшин А.В. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при неоднородных напряженных состояниях. - М.: 1985 - 72 с.

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

Вероятностный расчет ширины раскрытия нормальных трещин

Вероятностный расчет ширины раскрытия трещин предусматривает решение следующих задач:

- в любой момент времени определить вероятность того, что раскрытие трещин не превышает предельно допустимой величины;
- определить случайные значения ширины раскрытия трещин в зависимости от вероятности их повторений в различные моменты времени;
- найти с заданной вероятностью время, при котором ширина раскрытия трещин не превышает предельно допустимой величины.

Вероятность того, что за время t ширина раскрытия трещин не превысит предельно допустимой величины a_{crc2} с обеспеченностью P_H с использованием характеристики безопасности [1] имеет вид:

$$\frac{\bar{Z}(t) - \bar{M}(t)}{\sqrt{\bar{Z}^2(t) + \bar{M}^2(t)}} \geq \gamma_H, \quad (1)$$

где $\bar{Z}(t), \bar{M}(t)$ - математические ожидания соответственно изгибающего момента, при котором раскрытие трещин достигнет предельно допустимой величины, и изгибающего момента в момент времени t .

$\bar{Z}^2(t), \bar{M}^2(t)$ - дисперсии случайных величин $\tilde{Z}^2(t), \tilde{M}^2(t)$. Выражения для определения $\tilde{Z}^2(t), \tilde{M}^2(t)$, $\bar{Z}^2(t), \bar{M}^2(t)$ приведены в работе [4].

Решение первой задачи выполняется путем непосредственных вычислений по формуле (1) с использованием представительных статистических данных об изменчивости случайных переменных. Предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин согласно

нормам принимается $a_{crc2}=0,1 \div 0,3$ мм для различных условий эксплуатации железобетонных конструкций и класса арматуры. Кривые изменения характеристики безопасности с течением времени при различных значениях a_{crc2} представлены на рис. 1. С увеличением продолжительности эксплуатации снижается характеристика безопасности и повышается вероятность достижения трещинами ширины раскрытия предельного значения, т.е. отказа конструкции по этому признаку.

Решение второй задачи предусматривает определение случайных значений ширины раскрытия трещин в различные моменты времени, т.е. построение функции $a_{crc}=f(\gamma, t)$ на основе преобразования уравнения (1) при $\gamma=\gamma_H$, и $a_{crc2}=a_{crc}$:

$$a_{crc}(\gamma, t) = \frac{X_{crc}(\gamma, t)}{A_s h_0 \eta} \cdot \frac{\bar{c}_l \bar{\varphi}_l(t)}{E_s}, \quad (2)$$

$$\text{где } \bar{c}_l = \frac{\delta \eta 20 (3,5 - 100 \mu)^3 \sqrt{d}}{1,66}, \quad (3)$$

$$\bar{\varphi}_l(t) = 1 + \Delta \bar{\varphi}_l \psi_l(t); \quad \Delta \bar{\varphi}_l = (0,6 - 15 \mu); \quad (4)$$

$X_{crc}(\gamma, t)$ - условный дополнительный изгибающий момент после образования трещин, значение которого определяется статистическими характеристиками случайных переменных, влияющих на ширину раскрытия трещин.

Величина $X_{crc}(\gamma, t)$ определяется из решения квадратного уравнения:

$$X_{crc}(\gamma, t) = \frac{B}{A} \pm \sqrt{\left(\frac{B}{A}\right)^2 - D}, \quad (5)$$

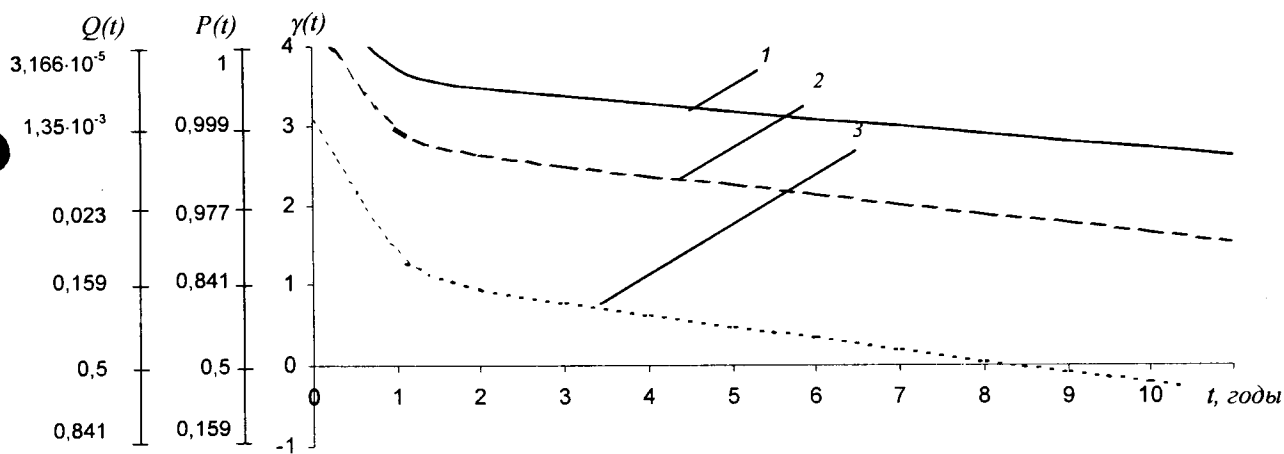


Рис. 1. Зависимость характеристики безопасности γ от времени при различных значениях ширины раскрытия нормальных трещин a_{crc2}

1 – при $a_{crc2}=0,3$ мм, 2 – при $a_{crc2}=0,2$ мм, 3 – при $a_{crc2}=0,1$ мм.

$Q(t)$ – вероятность отказа (превышения шириной раскрытия трещин нормативного значения a_{crc2}),
 $P(t)$ – вероятность того, что ширина раскрытия трещин не превышает нормативного значения a_{crc2}

где:

$$A = 1 - \gamma^2 \left(\frac{\bar{\Delta}\phi_l^2(t)}{\bar{\phi}_l^2(t)} V_{\Delta\phi_l}^2 + V_{E_s}^2 + V_{C_l}^2 + V_A^2 \right);$$

$$B = \bar{M}_{qp} + \gamma^2 \bar{M}_p V_A^2;$$

$$D = (\bar{M}_{qp}^2 - \gamma^2 [\bar{M}_p^2 + \bar{M}^2(t) + \bar{M}_p^2 V_A^2]) \cdot \frac{1}{A};$$

$$\bar{M}_p = [\bar{\sigma}_{sp} - \bar{\sigma}_n \psi_n(t) - \bar{\sigma}_{yc} \psi_{yc}(t)] \bar{A}_s \bar{h}_0 \eta$$

$$\bar{M}_p^2 = [(\bar{\sigma}_{sp} V_{\sigma_{sp}})^2 + (\bar{\sigma}_n V_{\sigma_n})^2 \psi_n^2(t) +$$

$$+ (\bar{\sigma}_{yc} V_{\sigma_{yc}})^2 \psi_{yc}^2(t)] \bar{A}_s^2 \bar{h}_0^2 \eta^2$$

$$V_A = \sqrt{V_{A_s}^2 + V_{h_0}^2}; \quad \bar{M}_{qp} = \bar{M}(t) - \bar{M}_p \quad (6)$$

$\bar{\sigma}_{sp}, \bar{\sigma}_n, \bar{\sigma}_{yc}, \bar{A}_s, \bar{h}_0$ – математические ожидания предварительных напряжений в арматуре после протекания первых потерь, конечных потерь предварительных напряжений в арматуре от ползучести и усадки, площади сечения арматуры и рабочей высоты сечения.

$\psi_n(t), \psi_{yc}(t), \psi(t)$ – функции времени потерь предварительных напряжений в арматуре вследствие ползучести и усадки бетона, прироста ширины раскрытия трещины с течением времени, принимаются согласно рекомендациям [2].

$V_{\Delta\phi_l}, V_{E_s}, V_{\sigma_{sp}}, V_{\sigma_n}, V_{\sigma_{yc}}, V_{A_s}, V_{h_0}, V_{C_l}$ – коэффициенты вариации случайных величин, обозначенных здесь индексами.

Вероятность обнаружить трещину с шириной раскрытия a_{crc} определяется интегралом вероятностей (нормальный закон) в зависимости от значения γ . В формуле (3) знак «плюс» перед корнем соответствует значениям $+\gamma$ («максимальная» ширина раскрытия трещин), знак «ми-

нус» относится к значениям $-\gamma$ («минимальная» ширина раскрытия трещин).

В ансамбле эксплуатируемых железобетонных конструкций, в котором, согласно расчетам по нормам образование трещин неизбежно, могут быть некоторые экземпляры конструкций полной трещиностойкости. В таких конструкциях напряжения обжатия бетона выше средних величин, действующие нагрузки по величине ниже средних, а раскрытие трещин равно нулю. Вероятность того, что в ансамбле эксплуатируемых железобетонных конструкций трещины не возникли, соответствует значению γ , определенному по формуле:

$$\gamma = - \frac{\bar{M}_{qp}}{\sqrt{\bar{M}_p^2 + \bar{M}^2(t) + \bar{M}_p^2 V_A^2}} \quad (7)$$

С увеличением времени эксплуатации вероятность обнаружить нераскрывшиеся трещины в железобетонных конструкциях уменьшается.

В результате решения второй задачи можно построить функцию распределения ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента в любой момент времени (рис. 2).

Решение третьей задачи предусматривает расчет времени эксплуатации конструкции, при котором с заданной вероятностью ширина раскрытия трещин не превышает предельно допустимой величины. Определяя это время из условия (1), приходим к трансцендентному уравнению, которое решается численными методами. Решение этой задачи можно получить в замкнутом виде, используя линеаризацию функций времени потерь предварительных напряжений в арматуре вследствие ползучести и усадки бетона [3] и прироста ширины раскрытия трещин при длительном действии нагрузки. Каждая из исходных функций времени разбивается на участки [4] и заменяется семейством огибающих касательных:

$$f_i(t) = \psi_i(t_i) + \psi'_i(t_i)(t - t_i) = f_i(0)(1 + \alpha_i t), \quad (8)$$

$$t_i \leq t \leq t_{i+1},$$

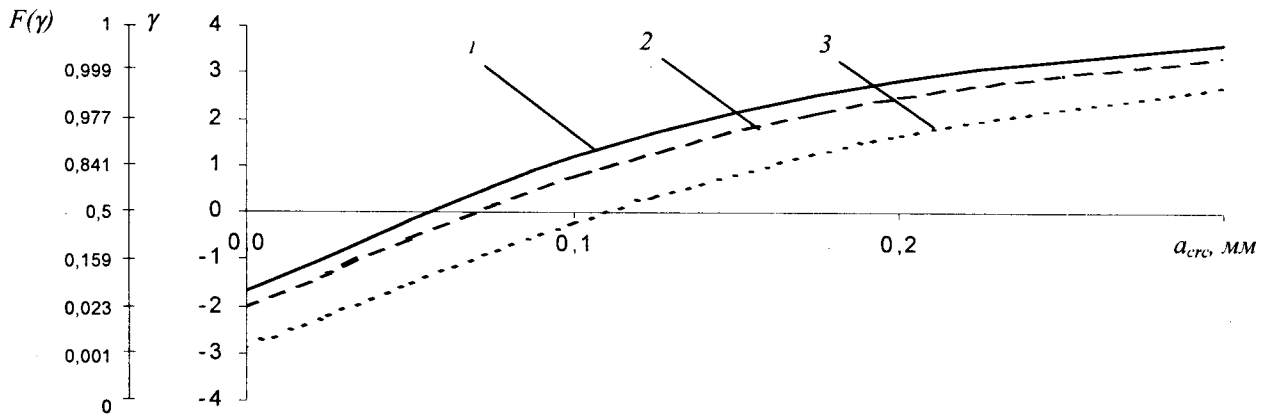


Рис. 2. Зависимость ширины раскрытия нормальных трещин a_{crc} от характеристики безопасности γ

1 – при $t=1$ год, 2 – при $t=3$ года, 3 – при $t=10$ лет

$F(\gamma)$ – значение функции распределения ширины раскрытия трещин

где $f_i(t)$ – значение функции времени семейства огибающих касательных;

$\psi_i(t'_i)$, $\psi'_i(t'_i)$ – ордината исходной кривой функции времени и ее производная в точке касания прямой семейства огибающих касательных на i -том участке.

$f_i(0)$ – значение функции времени семейства огибающих касательных при $t=0$.

$$f_i(0) = \psi_i(t'_i) - \psi'_i(t'_i) t'_i \quad (9)$$

$$t_i, t_{i+1} \text{ – границы временного участка; } \alpha_i = \frac{\psi'_i(t'_i)}{f_i(0)};$$

После замены исходных функций времени семействами огибающих касательных, получаем из условия (1) квадратное уравнение для определения времени T , при котором ширина раскрытия трещин не превысит предельно допустимой величины с заданной обеспеченностью:

$$T = -\frac{B}{2A} + \sqrt{\left(\frac{B}{2A}\right)^2 + D}; \quad t_i \leq T \leq t_{i+1} \quad (10)$$

где

$$A = A_{\varphi_i}^{(1)} \cdot \left[\alpha_M + \frac{\alpha_{\Pi_i} \bar{\sigma}_{\Pi} f_{\Pi_i}(0)}{\bar{\sigma}_i} + \frac{\alpha_{\gamma C_i} \bar{\sigma}_{\gamma C} f_{\gamma C_i}(0)}{\bar{\sigma}_i} \right] \quad (11)$$

$$B = A_{\varphi_i}^{(1)} + A_{\varphi_i}^{(0)} \alpha_M - [A_{\varphi_i}^{(1)} \bar{\sigma}_{sp} - (A_{\varphi_i}^{(1)} + A_{\varphi_i}^{(0)} \alpha_{\Pi_i}) \times \times \bar{\sigma}_{\Pi} f_{\Pi_i}(0) - (A_{\varphi_i}^{(1)} + A_{\varphi_i}^{(0)} \alpha_{\gamma C_i}) \bar{\sigma}_{\gamma C} f_{\gamma C_i}(0)] \frac{1}{\bar{\sigma}_i} \quad (12)$$

$$D = \left[\frac{a_{crc2} \bar{E}_S}{\bar{c}_i \bar{\sigma}_i} + A_{\varphi_i}^{(0)} \left(\frac{\bar{\sigma}_{sp} - \bar{\sigma}_{\Pi} f_{\Pi_i}(0)}{\bar{\sigma}_i} - \frac{\bar{\sigma}_{\gamma C} f_{\gamma C_i}(0)}{\bar{\sigma}_i} - 1 \right) \right] \cdot \frac{1}{A} \quad (13)$$

$$\left. \begin{aligned} A_{\varphi_i}^{(0)} &= 1 + \Delta \bar{\varphi}_i f_{\varphi_i}(0); \\ A_{\varphi_i}^{(1)} &= \Delta \bar{\varphi}_i f_{\varphi_i}(0) \alpha_{\varphi_i}; \\ \bar{\sigma}_i &= \frac{\bar{M}}{\beta_i \bar{A}_S \bar{h}_0 \eta} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

Коэффициент β_i учитывает статистическую изменчивость случайных факторов, определяющих ширину раскрытия трещин:

$$\beta_i = \frac{1 - \sqrt{1 - (1 - \gamma_H^2 V_{Z_i}^2)(1 - \gamma_H^2 V_M^2)}}{1 - \gamma_H^2 V_M^2}, \quad (15)$$

где V_{Z_i} – коэффициент вариации несущей способности по раскрытию трещин на i -том участке семейства огибающих касательных.

Математическое ожидание $\bar{Z}_i$ и дисперсия несущей способности по раскрытию трещин $\bar{Z}_i^2$ на i -том участке семейства огибающих касательных соответственно равны:

$$\bar{Z}_i = \left[\frac{a_{crc2} \bar{E}_S}{\bar{c}_i (1 + \Delta \bar{\varphi}_i f_{\varphi_i}(0))} + \bar{\sigma}_{sp} - \bar{\sigma}_{\Pi} f_{\Pi_i}(0) - \bar{\sigma}_{\gamma C} f_{\gamma C_i}(0) \right] \cdot \bar{A}_S \bar{h}_0 \eta \quad (16)$$

$$\begin{aligned} \bar{Z}_i^2 &= \left[\frac{a_{crc2} \bar{E}_S}{\bar{c}_i (1 + \Delta \bar{\varphi}_i f_{\varphi_i}(0))} \right]^2 \Delta \bar{\varphi}_i^2 + \\ &+ \left(\frac{a_{crc2} \bar{E}_S}{\bar{c}_i (1 + \Delta \bar{\varphi}_i f_{\varphi_i}(0))} \right)^2 \cdot (V_{E_S}^2 + V_{c_i}^2) + \\ &+ \bar{\sigma}_{sp}^2 + \bar{\sigma}_{\Pi}^2 + \bar{\sigma}_{\gamma C}^2 \cdot (\bar{A}_S \bar{h}_0 \eta)^2 + \\ &+ \bar{Z}_i^2 (V_{A_S}^2 + V_{h_0}^2) \end{aligned} \quad (17)$$

где $\Delta\hat{\varphi}_i$, $\hat{\sigma}_{\Pi_i}$, $\hat{\sigma}_{\gamma c_i}$ - среднеквадратические отклонения прироста ширины раскрытия трещин, потерь предварительных напряжений в арматуре от ползучести и усадки бетона в интервале времени t_i - t_{i+1} .

$$\Delta\hat{\varphi}_i = \Delta\bar{\varphi}_i V_{\Delta\varphi_i} f_{\varphi_i}(0) \quad (18)$$

$$\hat{\sigma}_{\Pi_i} = \bar{\sigma}_{\Pi} V_{\sigma_{\Pi}} f_{\Pi_i}(0) \quad (19)$$

$$\hat{\sigma}_{\gamma c_i} = \bar{\sigma}_{\gamma c} V_{\sigma_{\gamma c}} f_{\gamma c_i}(0) \quad (20)$$

$$\hat{\sigma}_{sp} = \bar{\sigma}_{sp} V_{\sigma_{sp}} \quad (21)$$

Значения функций $f_{\varphi_i}(0)$, $f_{\Pi_i}(0)$, $f_{\gamma c_i}(0)$ вычисляются по формуле (7) на основе исходных функций времени (9) [4].

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

Вывод. Разработанная методика прогнозирования ширины раскрытия трещин основана на учете случайной природы факторов, влияющих на трещиностойкость железобетонных конструкций. Методика расчета позволяет определять ширину раскрытия трещин и их развитие с течением времени, прогнозировать продолжительность эксплуатации железобетонной конструкции, в которой раскрытие трещин не превышает предельно допустимых значений.

Библиографический список

1. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978, 239 с.
2. Рекомендации по учету ползучести и усадки при расчете бетонных и железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1988, 120 с.
3. Бетон и железобетон // Чирков В.П. Прогнозирование трещиностойкости предварительно напряженных балок с учетом фактора времени. - №2. - 2001. - с 21-25.
4. Бетон и железобетон // Чирков В.П., Зенин С.А. Прогнозирование ширины продолжительного раскрытия трещин изгибаемых элементов с учетом случайных факторов. - №3. - 2002. - с 13-15.

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

А.И.ВАСИЛЬЕВ, канд. техн. наук (ЦНИИС); А.М.ПОДВАЛЬНЫЙ, д-р техн. наук (НИИЖБ)

Прогноз коррозии арматуры железобетонных конструкций автодорожных мостов в условиях хлоридной агрессии и карбонизации

1. Эксплуатационное состояние автодорожных железобетонных мостов – важная и актуальная проблема нормального функционирования инфраструктуры практически всех современных развитых государств, решаемая на государственном уровне. Так, во Франции в рамках национального проекта BHP 2000 [1] в различных районах страны выполняется обширная программа по определению эксплуатационных характеристик, прежде всего долговечности мостовых бетонов, названная “Проектом для XXI века”. В США в 1990 г. было признано, что 42% от 578000 государственных автодорожных мостов имеют дефекты коррозионной природы [2]. Стоимость восстановления оценивалась в 78 млрд. долларов, а ежегодные потери на топливе и оплате простоев, связанные с плохим состоянием мостов, оцениваются к 2005 г. в 50 млрд. долл. [3]. Академией наук и Государственным комитетом по исследова-

ниям США было разработано Руководство по защите от коррозии арматуры, ремонту и восстановлению мостовых конструкций [4]. Подобная ситуация с состоянием железобетонных мостов существует в Германии, Великобритании и др.

По сведениям Всемирного банка, из более чем 60000 автодорожных мостов России 30% находятся в ненадлежащем состоянии вследствие различного рода дефектов, а ежегодно происходит обрушение около 1% автодорожных мостов [5]. Обследование более 600 городских мостов показало, что 20% из них не отвечают по своему состоянию требованиям пропуска современного транспорта, 7% признаны предаварийными, а 4% - аварийными. В той или иной степени в ремонте нуждаются 100% всех обследованных мостов [6].

2. В подавляющем большинстве случаев главной причиной потери эксплуатационных характеристик же-

Таблица 1

Номера п/п	Характеристика конструкции	Класс конструкции по содержанию Cl^-	Максимально допустимое содержание Cl^- , % от массы цемента
1	Неармированный бетон, в котором нет также других металлических элементов	1,0	1,0
2	Бетон, армированный обычной арматурой или содержащий другие металлические элементы	0,20 0,40	0,20 0,40
3	Предварительно напряженный железобетон	0,10 0,20	0,10 0,20

лезобетонных мостов является коррозия арматуры. В мостах и путепроводах коррозия, как правило, наступает в результате двух идущих параллельно процессов:

- а) карбонизации бетона защитного слоя;
- б) проникновения к арматуре хлоридов, чаще всего поваренной соли, которая попадает на поверхность конструкции в качестве антиобледенителя.

Обоим этим процессам посвящены многие десятилетия исследований и публикаций. Обобщающие монографии [7-9] и др. опубликованные материалы свидетельствуют о том, что эти работы посвящены главным образом изучению механизмов процессов карбонизации и хлоридной агрессии порознь и что их совместное

влияние на прогноз срока службы мостовых конструкций не анализируется.

Вместе с тем возможно полная информация весьма важна для владельца моста и дорожных служб, особенно в условиях большого объема ремонтных работ и дефицита средств. Объем повреждений конструкций, вызванных коррозией арматуры, со временем нарастает нелинейно, и несвоевременный или отложенный ремонт приводит к резкому возрастанию расходов и потерь на ремонт и реконструкцию. Корректный прогноз срока службы конструкции или моста должен основываться на системном анализе существенных факторов. Комплексное влияние карбонизации и циклического замораживания и оттаивания во многих случаях существенно меняет прогнозные оценки долговечности конструкций.

3. Главным экспериментальным фактом при анализе карбонизации и влияния хлоридов является то обстоятельство, что в карбонизированном бетоне, щелочность (pH) жидкой фазы в котором понижена, критическое содержание хлорид-иона имеет примерно вдвое меньшее значение, чем в бетоне некарбонизированном. На рис. 1 на основании обобщения данных [7-9 и др.] представлена зависимость критического содержания хлорид-иона $\text{Cl}^-_{\text{кр}}$, при котором начинается коррозия стальной арматуры. На значение $\text{Cl}^-_{\text{кр}}$ влияет большое число факторов, определяющих состояние бетона приарматурной зоны, но определяющей является карбонизация бетона. Значение $\text{Cl}^-_{\text{кр}}$ в нормах устанавливают также от вида арматуры – ее чувствительности к общей и локальной коррозии. Нормы различаются в различных странах (отечественные нормы по этому вопросу, к сожалению, отсутствуют). Нужно

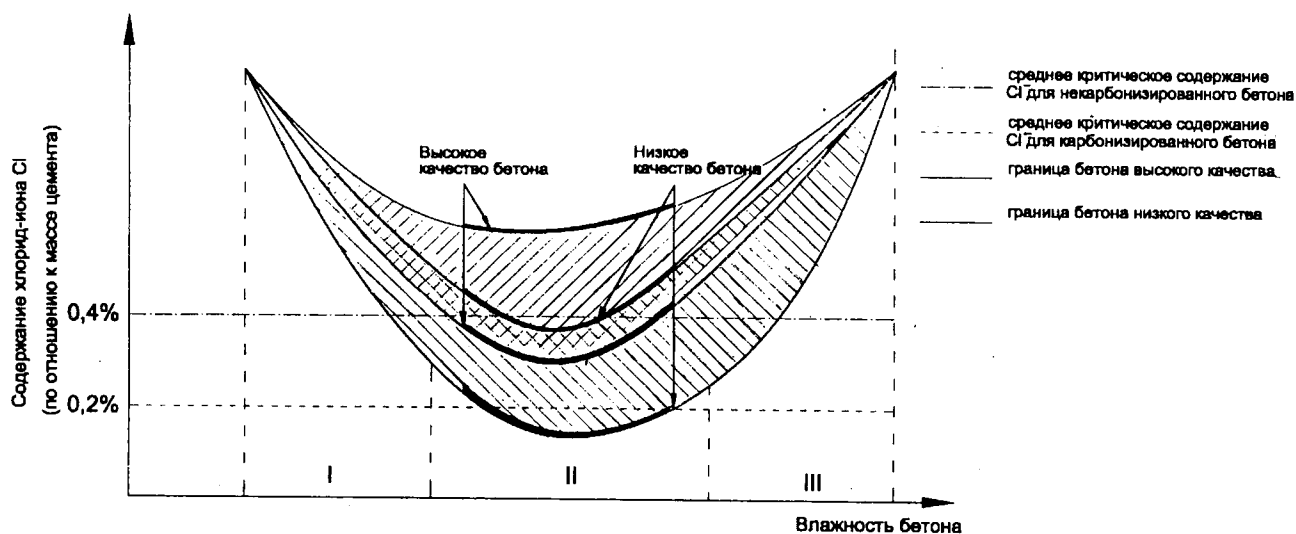


Рис. 1. Влияние влажности бетона на содержание в нем хлорид-ионов

- I-область низкой относительной влажности ($\varphi \leq 50\%$) - бетон слабо увлажнен, электролитическое торможение коррозионного процесса
- II-область переменной и промежуточной относительной влажности ($\varphi = 60-85\%$)
- III-область высокой относительной влажности ($\varphi = 90-100\%$) - бетон водонасыщен, кислородное торможение коррозионного процесса
- ▨ - область некарбонизованного бетона
- ▧ - область карбонизованного бетона

отметить тенденцию к ужесточению норм, что связано с опасностью и особым характером хлоридной коррозии, большим числом влияющих на нее факторов и случайным распределением Cl^- в бетоне. В табл. 1 приводятся рекомендации по этому вопросу Евростандарта pr EN 206 [10], в котором ужесточение норм отчетливо проявилось. Учитывается также характер (ответственность) конструкции или сооружения, реализованный в виде классов.

Под "другими металлическими элементами" (кроме арматуры) следует, по-видимому, понимать стальные закладные детали, различного рода анкера и др. Нормы, зафиксированные в табл. 1, относятся, очевидно, к непрокарбонизированному бетону. Следует принять, основываясь на рис. 1, что в прокарбонизированном бетоне значение $Cl^-_{кр}$ изменяется скачком и для наиболее массового случая – обычной арматуры меняется от 0,4 до 0,2% от массы цемента. Модельный анализ эксплуатационной ситуации проведем для этого случая; в зависимости от вида арматуры, ответственности сооружения или конструкции, эксплуатационных, в том числе климатических, условий на основании табл. 1 и рис. 1 могут быть выбраны другие значения $Cl^-_{кр}$, характеризующие конкретную ситуацию.

4. Прогноз срока службы мостовой конструкции в условиях карбонизации и хлоридной коррозии включает следующие этапы и определения, которые далее представлены в кратком изложении.

а) Определяется минимальная толщина защитного слоя a_{min} в предположении, что она, как об этом свидетельствуют измерения, — нормально распределенная величина

$$a_{min} = a_{норм} - t_{\beta} \sigma_a, \quad (1)$$

где $a_{норм}$ – нормативное (среднее) значение толщины защитного слоя или его математическое ожидание при экспериментальной оценке; σ_a – среднее квадратическое отклонение толщины защитного слоя (при отсутствии экспериментальных данных принимается равным $\sigma_a = 0,15 - 0,20 a_{норм}$); t_{β} – коэффициент, назначаемый в зависимости от того, какая часть поверхности конструкции p (ее грани, протяженности арматуры, вероятности повреждения) принята представительной при оценке коррозии и наступления критического состояния; при $p = 0,025$ (2,5%) $t_{\beta} = 1,96$.

б) На основании общей зависимости, описывающей процесс карбонизации бетона [7]

$$h = A \sqrt{\tau}, \quad (2)$$

где h – глубина карбонизации бетона защитного слоя, см; τ – срок эксплуатации моста, годы; A – эмпирический коэффициент, см/год^{1/2}, определяется значение A , характеризующее скорость карбонизации защитного слоя обследуемой мостовой конструкции в конкретных эксплуатационных условиях

$$A = \frac{h_{дов}}{\sqrt{\tau}}, \text{ см/год}^{1/2} \quad (3)$$

Значение h в зависимости от результатов испытаний определяется с учетом неравномерности процесса карбонизации, т.е. того, что фронт карбонизации, как правило, очень изрезан, и в качестве глубины карбонизации принимается верхняя доверительная граница ее доверительного интервала

$$h_{дов} = h + t_{\beta} \sigma_h, \quad (4)$$

где h – среднее значение (математическое ожидание); σ_h – среднее квадратическое отклонение; $t_{\beta} = 1,96$ при доверительной вероятности $b = 0,975$ [11].

При отсутствии экспериментальных данных или их недостаточности для статистически достоверной оценки принимается значение

$$\sigma_h = 0,2h.$$

Далее (предполагая, что карбонизация не достигла арматуры) может быть определено время $\tau_{карб.}$, через которое произойдет карбонизация защитного слоя на участке, где он имеет минимальную толщину a_{min}

$$\tau_{карб} = \left(\frac{a_{min}}{A} \right)^2 \quad (5)$$

в) Диффузия хлоридов в бетоне описывается уравнением [8,9].

$$C_{a,\tau} = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \frac{a}{\sqrt{D\tau}} \right], \quad (6)$$

где $C_{a,\tau}$ – концентрация хлорид-иона Cl^- на некоторой глубине "а"

Т а б л и ц а 2

1	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75
2	0,78	1,10	1,35	1,56	1,75	1,90	2,07	2,21	2,34	2,47	2,59	2,70	2,82	2,93	3,03
3	1,08	1,53	1,88	2,17	2,44	2,64	2,88	3,07	3,26	3,40	3,6	3,76	3,90	4,08	4,20
4	0,0	0,0654	0,273	0,342	0,38	0,405	0,423	0,438	0,452	0,456	0,468	0,473	0,477	0,481	0,485
5	0,0	0,087	0,364	0,456	0,507	0,54	0,564	0,584	0,603	0,608	0,624	0,630	0,636	0,64	0,647
6	0,0	0,0	0,078	0,21	0,276	0,318	0,348	0,366	0,384	0,396	0,409	0,42	0,426	0,43	0,438
7	0,0	0,0	0,104	0,28	0,368	0,42	0,46	0,488	0,512	0,528	0,546	0,560	0,568	0,58	0,584
8	0,0	0,0	0,0	0,09	0,168	0,22	0,25	0,276	0,30	0,32	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38
9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,036	0,09	0,144	0,18	0,2	0,216	0,246	0,26	0,276

Содержание строк 1. Время от начала эксплуатации моста, τ годы. 2. Глубина карбонизации h , см, при $A=0,35$ см/год^{1/2}, математическое ожидание ($\tilde{m}$). 3. То же, с учетом верхней границы доверительного интервала при $s_h=0,2\tilde{m}$ и $t_{\beta}=1,96$ ($\tilde{m} + t_{\beta}\sigma_h$), см. 4. Концентрация Cl^- в приарматурной зоне при $a_{min}=2,5$ см, $D=0,5$ см²/год; $C_0=0,6\%$. 5. То же, $C_0=0,8\%$. 6. То же, $a_{min}=3,5$ см, $C_0=0,6\%$. 7. То же, $C_0=0,8\%$. 8. То же, бетон с микрокремнеземом, $a_{min}=2,5$ см, $D=0,13$ см²/год; $C_0=0,6\%$. 9. То же, $a_{min}=3,5$ см.

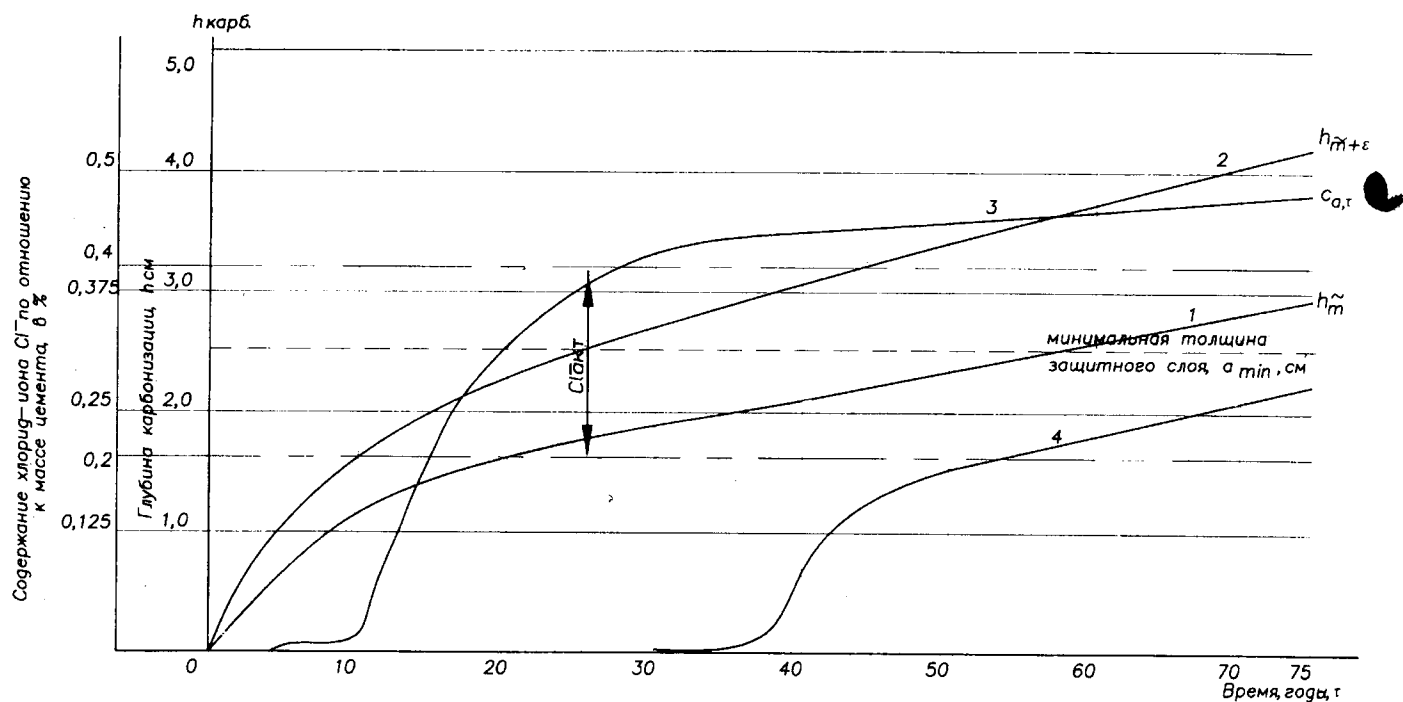


Рис. 2. Динамика развития коррозионных процессов во времени

- 1 - кривая фронта карбонизации при $A=0,35 \text{ см/год}^{0,5}$ (математическое ожидание)
- 2 - то же, верхняя доверительная граница при $\sigma_h=0,2\pi$ и $t_\beta=1,96$
- 3 - кривая проникновения хлорид-иона (содержание Cl^- % в приарматурном слое) при $a_{\min}=2,5 \text{ см}$; $D=0,5 \text{ см}^2/\text{год}$; $C_0=0,6\%$
 $\longleftrightarrow$ количество активизирующегося хлорид-иона, вступающего в реакцию с железом вследствие карбонизации приарматурного слоя бетона
- 4 - кривая проникновения хлорид-иона (содержание Cl^- % в приарматурном слое) в бетоне с микрокремнеземом при $a_{\min}=3,5 \text{ см}$; $D=0,13 \text{ см}^2/\text{год}$; $C_0=0,6\%$

защитного слоя бетона, в частном случае, на глубине приарматурного слоя $a_{\min}$ через время τ ; D - коэффициент диффузии хлоридов в бетоне; erf - интеграл вероятности, табулированная величина; C_0 - равновесная концентрация хлорид-иона Cl^- на поверхности конструкции.

Значение $C_{a,\tau}$, получаемое по зависимости (6), условно будем считать детерминированной величиной, предполагая, что частичное (порядка 10-15%) связывание хлоридов в бетоне на портландцементе в нерастворимую соль Фриделя и верхняя доверительная граница $C_{a,\tau}$ дают взаимно нивелирующие эффекты.

г) Строится временной (эксплуатационный) ряд значений τ , годы; интервал между членами ряда выбирается в зависимости от конкретных обстоятельств - требуемой точности прогноза, характера и состояния моста и т.п.; обычный интервал 3-5 лет (табл. 2, строка 1);

- членам временного ряда ставится в соответствие ряд значений фронта (глубины) карбонизации, вычисленных по формулам (2) и (4) (табл. 2, строки 2 и 3);

- членам временного ряда ставится в соответствие ряд концентраций хлорид-иона в приарматурном слое на участке $a_{\min}$, рассчитанных по зависимости (6) (табл. 2, строка 4);

- в ряду концентраций хлорид-иона отыскиваются значения критических концентраций, характерные для некарбонизированного бетона, и определяются по строке 1 табл. 2 сроки достижения этих концентраций $\tau_{\text{карб}}$ и $\tau_{\text{некарб}}$ ($\tau_{\text{карб}} < \tau_{\text{некарб}}$); в случае необходимости на

нужном участке вводится дополнительное членение временного ряда;

- если полная карбонизация защитного слоя за срок $\tau_a \geq \tau_{\text{некарб}}$, то временем начала коррозии арматуры (хлоридной) принимается $\tau_{\text{некарб}}$;

- если $\tau_{\text{карб}} \leq \tau_a < \tau_{\text{некарб}}$, то началом коррозии арматуры считается τ_a ;

- если $\tau_a \leq \tau_{\text{карб}}$, то началом коррозии арматуры (интенсивной, хлоридной) считается $\tau_{\text{карб}}$.

5. В табл. 2 приводятся результаты вычислений, позволяющие получить представление об общих зависимостях процессов карбонизации и проникновения в бетон хлоридов и о влиянии различных факторов на их кинетику. На основании изложенного совместное влияние карбонизации и хлоридной агрессии на эксплуатируемую мостовую конструкцию может быть схематически описано следующим образом. Поскольку в основе обоих процессов лежит диффузионный механизм проникновения коррозионных агентов через защитный слой бетона к арматуре, функции, описывающие оба процесса (рис. 2), имеют подобные по характеру графики, но карбонизация начинается с момента строительства (условно - ввода в эксплуатацию) моста, а достаточно высокий хлоридный потенциал, приводящий к проникновению хлоридов в бетон в опасной концентрации, создается через несколько лет с момента начала эксплуатации в результате накопления в поверхностном слое концентрации хлорид-иона Cl^- порядка 0,6-0,8% от массы цемента. На скорость обо-

их процессов влияет большое число различных факторов и, следовательно, может реализоваться большое число частных случаев; один из них представлен на рис. 2.

В конструкции происходит постепенное накопление хлоридов в приарматурном слое, но коррозия арматуры начинается, когда содержание Cl^- достигает критического значения, например, 0,4% (см. табл. 1). Но если в результате продвижения фронта карбонизации приарматурный слой бетона оказывается прокарбонизованным, критическая концентрация Cl^- меняется скачком и оказывается равной 0,2%. В реакцию сразу вступают, включаются в работу те хлориды, которые содержались в бетоне, но вследствие высокой щелочности жидкой фазы бетона находились в неактивном состоянии (см. рис. 2). Коррозия стали резко интенсифицируется, она происходит на достаточно протяженных участках арматуры. Быстрое, следующее за этим, отслоение защитного слоя в течение 1-2 лет, наблюдаемое между двумя обследованиями, действительно отмечается на эксплуатируемых мостах.

Анализ показывает, что скачкообразному изменению критической концентрации Cl^- способствует относительно малая толщина защитного слоя ($a_{\min} \sim 1,5-2,0$ см), сравнительно высокий коэффициент диффузии Cl^- ($D \sim 1,0 \text{ см}^2/\text{год}$) (т.е. параметры конструкции невысокого качества) и относительно низкая концентрация C_0 ($\sim 0,5\%$).

Данные экспериментов и обследований, а также теоретический анализ [12] свидетельствуют о том, что образование продуктов коррозии на арматуре, приводящее к растрескиванию и разрушению защитного слоя, наступает через 2-4 года после начала коррозии арматуры. В совокупности с определением времени начала коррозии арматуры это наблюдение позволяет осуществить прогноз остаточного эксплуатационного ресурса конструкции или моста и выбрать практические меры для проведения ремонта или продления межремонтного периода. Предполагается публикация примера такого реального прогноза, включающего также элементы методики оценки, которые в рамках настоящей статьи были опущены.

6. Как следует из изложенного, в эксплуатируемой конструкции реализуется неаддитивность совместного действия карбонизации и хлоридной агрессии. Неаддитивность еще более усиливается, если мостовые конструкции подвергаются также замораживанию и оттаиванию в увлажненном состоянии [13]. Неаддитивность действия факторов коррозии свидетельствует об уязвимости железобетонных мостовых конструкций и диктует принятие эффективных мер по повышению и контролю их качества и обеспечению долговечности. Экономическая целесообразность повышения первоначальных затрат на антикоррозионные мероприятия не вызывает сомнений. По этому пути, по существу, идет зарубежное строительство.

В принципе, на основании высказанных соображений, может быть предложен большой перечень различных мер и мероприятий, характеризующихся различной практической реализуемостью. Многие из них вполне очевидны. В связи с темой статьи кратко остановимся на трех из них.

а) Повышение качества и надежности гидроизоляции, включая и более эффективные конструктивные решения, обеспечивающие сброс растворов солей-антиобледенителей с конструкций моста и предотвращение увлажнения конструкций;

б) Использование для конструкций, подвергающихся наиболее агрессивному воздействию, более плотных и стойких бетонов, в частности, бетонов с микрокремнеземом;

в) Повышение толщины защитного слоя бетона и уменьшение случайного разброса, дисперсии этой важнейшей характеристики конструкции.

Использование в качестве гидроизоляции современных прогрессивных совмещенных медленностареющих материалов, эффективная надежная гидроизоляция стыков, гидроизоляция концов крайних балок пролетного строения, применение эффективных водосливных устройств и воронок и постоянный контроль за их проектным функционированием – весь комплекс подобных мероприятий может существенно увеличить межремонтные периоды и срок службы конструкций пролетных строений.

Проникновение хлоридов через дефектную или нарушенную гидроизоляцию не приводит к немедленно-му разрушению конструкций, и опасность этих дефектов недооценивается эксплуатационными службами. Модельное рассмотрение свидетельствует о том, что даже локальный дефект в гидроизоляции, не устраненный в первый же летний сезон, а функционирующий в течение одного-двух лет, при существующей норме применения солей-антиобледенителей достаточен для создания критической концентрации хлорид-иона на локальном участке арматуры.

В зарубежном мостостроении [14], в гидротехническом строительстве и др. все более широкое применение находят т.н. High Performance Concrete – бетоны с комплексно высокими эксплуатационными характеристиками, получаемыми в результате применения в бетоне добавок микрокремнезема и его аналогов. Имеются отечественные высокоэффективные добавки подобного рода (МБ-01 и др.) [15]. Эти бетоны, получаемые на обычных цементах, характеризуются высокой прочностью и быстрым ее набором, весьма высокой плотностью. Карбонизация и диффузия хлоридов в них происходят в несколько раз медленнее, чем у обычных мостовых бетонов (см. рис. 2), у них существенно ниже водопоглощение, они характеризуются высокой морозостойкостью и др. Применение таких бетонов для опор мостовых конструкций, находящихся в воде или в водонасыщенных грунтах, для конструкций пролетных строений, подверженных наиболее агрессивному воздействию, а также для ремонтных работ – важный и эффективный резерв повышения сроков службы железобетонных мостов.

Как следует из рис. 2 и (2), кривая продвижения фронта карбонизации в бетоне защитного слоя представляет собой график степенной функции с дробным (меньшим единицы) положительным показателем степени, а кривая диффузии хлорид-иона может быть аппроксимирована таким графиком. Прирост ординат этих кривых со временем резко замедляется. Поэтому увеличение толщины защитного слоя приводит к резкому,

толщина защитного слоя в 1,5-2,0 раза больше, чем по нормам, существовавшим при строительстве большинства эксплуатирующихся в настоящее время мостов.

7. В табл. 2 и на рис. 2 рассмотрен один из множества частных случаев, которые могут реализоваться при совместном действии хлоридов и карбонизации. На оба этих процесса и на каждый из них влияет множество факторов как начальных, определяющих структуру бетона, проектные и технологические особенности конструкции, так и эксплуатационных – начало и периодичность применения и количество солей-антиобледенителей, климатические и погодные характеристики района, эффективность работы эксплуатационной службы и т.п. Совокупное влияние этих факторов не может быть в полной мере учтено и прогнозируемо. Поэтому особое значение приобретает эшелонированная, многоступенчатая защита от агрессивных воздействий, в которую в первую очередь должны быть включены три фактора, указанные выше.

Выводы

1. Показана неаддитивность совместного действия карбонизации бетона и хлоридной агрессии, вызывающего ускорение и увеличение коррозионного износа арматуры мостовых конструкций.

2. Разработана методика оценки эксплуатационного ресурса мостовых железобетонных конструкций, подвергающихся комплексному влиянию карбонизации и действию хлоридных солей-антиобледенителей.

3. Показано, что применение бетона с микрокремнеземом и увеличение толщины защитного слоя до 3,5-4,0 см позволит обеспечить безремонтную эксплуатацию мостовых конструкций в течение, как минимум, 75-летнего срока.

Библиографический список

1. Baroghel-Bonny V., Ammonche A., Hornain H., Jawsewitch Viellissement des Betons en milieu naturel. Une experimentation pour le XXI siecle. Bulletin des laboratoires des Pontes et Chaussees, n° 228. Septembre-Octobre, p.p. 71-86.
2. Ahskol J.J. Bridge evaluation, repair and rehabilitation – NAT ASJ Series E. Applied science, vol. 187 p.p. 3-10.
3. Public Roads, № 1, 1996, p.p. 40-45.
4. Concrete Bridge Protection. Repair and Rehabilitation Relative to Reinforcement Corrosion. A Methods Application Manual Washington. 1993, 266 p.
5. Добшиц Л.М. Морозостойкость бетонов транспортных сооружений и пути ее повышения. Дисс. докт. техн. наук. М.: 2000. 385 с.
6. Вериги Б.М., Ильин Г.В. Состояние железобетонных городских мостов в регионе Урала, Сибири и Дальнего Востока и пути устранения их дефектов. Транспортное строительство №№6-7, 1996, с. 15-17.
7. Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С, Шисль П. Долговечность железобетона в агрессивных средах. М.: 1990, 316 с.
8. HETEK Chloride penetration into concrete. State of the Art. Copenhagen. 1996, 151p.
9. Schiessl P. (Ed) Corrosion of Steel in Concrete RILEM Report, L-NY, Chapman and Hall. 1988, 102 p.
10. EN 206-1 Concrete- Performance, production and conformity. 2000.
11. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. М.: Наука, 1969, 576 с.
12. Васильев А.И. Оценка коррозионного износа рабочей арматуры в балках пролетных строений автодорожных мостов. Бетон и железобетон №2, 2000.
13. Васильев А.И., Бейвель А.С., Подвальный А.М. О выборе толщины защитного слоя бетона мостовых конструкций. Бетон и железобетон №5, 2001.
14. Мостостроение мира №1, 2002.
15. Подвальный А.М., Каприелов С.С. Обеспечение долговечности бетона и железобетонных конструкций транспортных сооружений. Транспортное строительство №10, 1996.

Уважаемые читатели!

Продолжается подписка на журнал "БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН" на первое полугодие 2003 г.

Сведения о подписке содержатся в Объединенном каталоге (он зеленого цвета) "Почта России".

Подписной индекс 70050.

Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений.

Тел. для справок 292-6205, 703-9762.

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

Подписано в печать 25.11.02. Формат 60х88^{1/8}. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1. Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 1588

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

UltraTest™

ассоциация
СТРОЙПРИБОР

Представляет:

ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНЫЕ ИЗМЕРИТЕЛИ РАССТОЯНИЙ

Электронная
рулетка
BOSCH DMB5



Ультразвуковой
дальномер
BOSCH DUS20



Лазерный
дальномер
BOSCH DLE30



Лазерный
дальномер
DISTO classic



DMB 5 конструктивно выполнена в виде традиционной рулетки со стальной крашенной лентой. Особенностью модели является цифровая индикация результата, возможность хранения его в памяти, функция суммирования, возможность измерения расстояния с учетом корпуса прибора.

DUS 20 прибор имеет узкий (от 4 градусов) угол распространения ультразвука, что сводит к минимуму недостаток ультразвука перед лазером и делает его самым удобным и точным в классе ультразвуковых дальномеров, прибор оснащен целеуказателем, имеет функции суммирования и умножения, хранит в памяти 6 результатов.

DLE 30 прибор гармонично сочетает в себе простоту использования и высочайшую точность. Режимы измерения линейных расстояний, площадьуют от оператора перемножения цифр. Режим непрерывного измерения позволяет определять кратчайшие расстояния между объектами, производить монтажные работы. Режим вычисления неизвестного катета позволяет проводить косвенные измерения в случаях, когда нет доступа к объекту или на пути лазера встречаются препятствия (например: измерение высоты стены с балконом). Прибор оснащен откидным угольником, а для работы в условиях недостаточной видимости имеет подсветку экрана.

DISTO classic профессиональный дальномер, кроме перечисленных для DLE30 функций позволяет складывать и вычитать результаты замеров, хранит в памяти 20 значений, предусмотрено крепление прибора на штатив, установка диоптрического прицела, пузырькового уровня. Богатый набор сервисных функций.

	DMB 5	DUS 20	DLE 30	DISTO classic
Диапазон измеряемых дистанций	0-5 м	0,6-20 м	0,3-30 м	0,3-100 м с отражателем*
Погрешность измерений	-	1%	3 мм	3 мм
Количество измерений от одного комплекта батарей	-	-	5000	3000
Диапазон рабочих температур	-5...+50°C	-5...+50°C	-10...+50°C	-10...+50°C
Питание	1,5 В	4*1,5В	4*1,5 В	4*1,5 В
Вес	220 г	200 г	480 г	360г

БЕСКОНТАКТНЫЕ ИК-ТЕРМОМЕТРЫ



Наименование характеристики	Модификации							
	MT	ST20	ST30	ST60	ST80	MX4	3iM	3iM
Диапазон измерения температуры, °C	-18...+260	-32...+400	-32...+545	-32...+600	-32...+760	-30...+900	600...3000	200...1800
Пределы допускаемой основной относительной погрешности	±2%, но не менее ±2°C при t _{изм} от -18°C до +1°C, ±3°C при t _{изм} от +1°C до +260°C	±1%, но не более ±1°C или не менее ±1°C для t _{изм} 23°C, но не более ±2°C или не менее ±2°C при t _{изм} = -18...+23°C, но не более 2,5°C или не менее +2,5°C для t _{изм} = -26...-18°C, но не более -3°C или не менее +3°C для t _{изм} = -32...-26°C				±1%, но не более 1°C или не менее +1°C для t _{изм} >23°C, но не более -2°C при t _{изм} = -18...+23°C, но не более -2,5°C или не менее +2,5°C для t _{изм} = -26...-18°C, но не более -3°C или не менее +3°C для t _{изм} = -32...-26°C	±1% при t _{изм} = 23 ±3°C, но не более -1°C или не менее +1°C	
Показатель низирования	1:6	12:1	12:1	30:1	50:1	1:60	1:180	1:90
Спектральный интервал, мкм	7-18	7-18	7-18	7-18	7-18	8...14	1,0	1,6
Время установл. показаний (95%), мс	500	500	500	500	500	250	550	550
Диапазон коррекции показаний на излучательную способность	0,95	0,95	0,95	0,1...1,0	0,1...1,0	0,3...1,0	0,10-1,00, шаг 0,01	
Габаритные размеры, мм	152 x 101 x 38	200 x 160 x 55	200 x 160 x 55	200 x 160 x 55	200 x 160 x 55	200 x 170 x 50	208 x 257 x 71	208 x 257 x 71
Масса, г	227	320	320	320	320	485	794	794
Питание, В	9 ± 0,9 В	9 В	9 В	9 В	9 В	4 В	6-9 В, 200 мА	6-9 В, 200 мА

454084, Челябинск, а/я 17544. Телефон/факс: /3512/ 93 66 13, 93 66 85. E-mail: stroypribor@chel.surnet.ru

Москва: представительство в НИИЖБ. Телефон /095/ 174 78 01

Санкт-Петербург: телефон /812/ 430 20 65

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru



Специальное конструкторское бюро СКБ СТРОЙПРИБОР

www.stroypribor.ru

СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ 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, хранят результаты в памяти.

Диапазон 5...100 МПа

Усилие вырыва до 49,0 кН (5000 кгс)

Предел основн. относ. погреш. не более 2%

Масса прибора 5,2 кг

“СКОЛ”

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

Диапазон 3...70 МПа

Усилие вырыва до 29,4 кН (3000 кгс)

Предел основн. относ. погреш. не более 2%

Масса не более 7,9 кг

СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ ИПС-МГ4

ИПС - МГ4

Измеритель прочности бетона, раствора, кирпича методом ударного импульса по ГОСТ 22690.

Возможность занесения 16 индивидуальных градуировочных зависимостей, связь с компьютером.

Диапазон 3...100 МПа

ИПС - МГ4 ПЛЮС

Измеритель прочности бетона, раствора, кирпича методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Расширенный режим с возможностью учесть вид заполнителя, возраст и условия твердения бетона. Более 100 зависимостей.

Диапазон 3-100 МПа

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 С электронным силоизмерителем

Измеритель адгезии - предназначен для контроля прочности сцепления, керамической плитки, штукатурки, защитных и др. покрытий с основанием методом отрыва стальных дисков.

Диапазон 0,1...20 МПа

Усилие отрыва до 4,9 кН (500 кгс)

Предел основн. относ. погреш. не более 2%

СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ Влагомер-МГ4

МГ4Д Измеритель влажности древесины по ГОСТ 18588

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...15%. Более 27 зависимостей.

МГ4В Измеритель температуры и влажности воздуха с возможностью регистрации данных и вывода на компьютер. Диапазон влажности от 0 до 100%

ДО - МГ4

Электронный измеритель силы натяжения арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362

Диаметр контролируемой арматуры: 3,4,5,6 мм
Свободная длина арматуры от 1 метра
Диапазон усилий: 200...4500 кгс (1,96...44 кН)
Основная относит. погрешность не более: 3%

ЭИН - МГ4

Измеритель напряжений в арматуре ж/б изделий частотным методом по ГОСТ 22362. Обеспечивается автоматический расчет значений корректировки расстояний между временными анкерами и заданного удлинения арматуры.

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

ИТП - МГ4

Измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ 7076 и теплового зонда

Диапазон 0,03-0,8 Вт/(м·С)

Вибротест-МГ4

Измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок.

Диапазон частоты 10-100 Гц, амплитуды 0,2-2,5 мм.

Гарантия 18 месяцев

Сервисное и метрологическое обеспечение на весь период эксплуатации

454084, Челябинск, а/я 17544. Телефон/факс: /3512/ 93 66 13, 93 66 85. E-mail: stroypribor@chel.surnet.ru

Москва: представительство в НИИЖБ. Телефон /095/ 174 78 01, 174 72 05