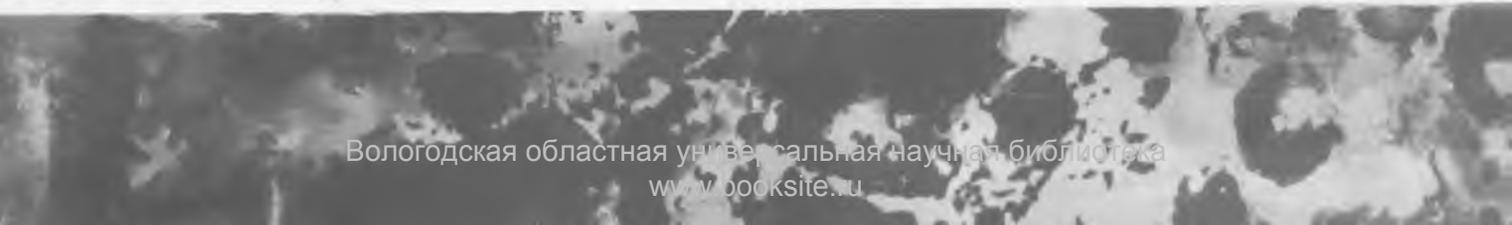
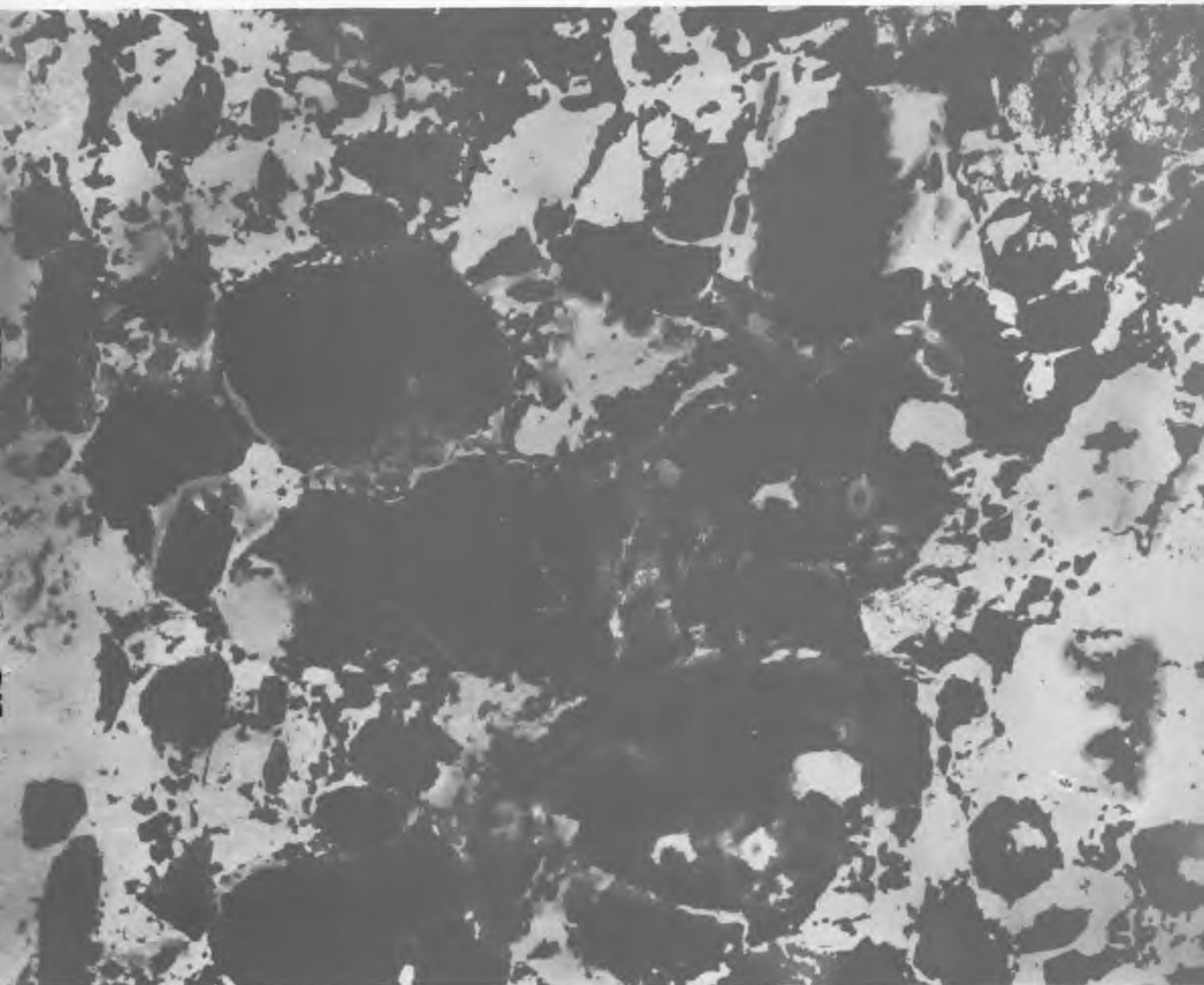


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

5

2006





НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ

ИНТЕРПРИБОР

ПРОИЗВОДСТВО И РАЗРАБОТКА СОВРЕМЕННЫХ МАЛОГАБАРИТНЫХ ПРИБОРОВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

ИЗМЕРИТЕЛИ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА И СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

☉ **ПУЛЬСАР-1.0/1.1/1.2** - ультразвуковые измерители прочности бетона и строительных материалов (ГОСТ 17624, ГОСТ 24332). Сквозное и поверхностное прозвучивание. Режим измерения глубины трещин (Пульсар-1.1), визуализация и обработка сигналов (Пульсар-1.2).

☉ **ОНИКС-2.51...54** - измерители прочности бетона, в т.ч. легкого (от 0,5 МПа) методами ударного импульса и отскока (ГОСТ 22690). Интеллектуальная обработка результатов измерений. Диапазон 0,5...100МПа, масса прибора 0,14кг, датчика 0,12кг. Диапазон 5...100МПа, усилие до 50кН, масса 4кг.

☉ **ОНИКС-ОС** - измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием (ГОСТ 22690). Исключено проскальзывание анкера. Контроль нагружения, автоматическая обработка данных. Диапазон 5...100МПа, усилие до 50кН, масса 4кг.

ИЗМЕРИТЕЛИ ПАРАМЕТРОВ АРМИРОВАНИЯ И ТОЛЩИНЫ ПОКРЫТИЙ

☉ **ПОИСК-2.51...52** - измерители толщины защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры (ГОСТ 22904). Адаптация к арматуре. Диапазоны: Н=5...130 мм, ϕ 3...50 мм.

☉ **ИНК-2.41...42** - измерители напряжений в арматуре частотным методом (ГОСТ 22362). Автоматический расчет удлинения арматуры. Диапазон напряжений 100...2000 МПа, L= 3...28 м.

МТП-1 - измеритель толщины теплоизоляционных покрытий стальных труб и величины межосевого смещения (ГОСТ 30732). Диапазон толщин 5...100 мм, смещений 0...20 мм.

ВИБРОАНАЛИЗАТОРЫ, ВИБРОМЕТРЫ, ИЗМЕРИТЕЛИ ЧАСТОТ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ

ВИБРАН-2.0/3.0 - одно- и четырехканальные виброанализаторы. Диапазон частот 0,5...1000 Гц. 200...2000 линий спектра, октавный анализ.

☉ **ВИСТ-2.41...43** - универсальные виброметры. Диапазон частот 2...1000 Гц, виброскорости 0,02...500 мм/с, виброперемещения 0,002...10 мм.

ИЧСК-1 - измеритель частот собственных колебаний для акустического контроля прочности, твердости и выбраковки различных изделий.



ВЛАГОМЕРЫ МАТЕРИАЛОВ

☉ **ВИМС-2.21...23** - универсальные влагомеры песок, бетон, кирпич (ГОСТ 21718), древесина (ГОСТ 16588) и т.д. (более 30 материалов). Датчики объемный, планарный, зондовый.

☉ **ВИМС-2.10...11** - влагомеры древесины (ГОСТ 16588), 16 пород, встроенный датчик. Ввод индивидуальных градуировочных зависимостей на любые материалы пользователя.

☉ **ВИМС-2.12** - влагомеры древесины (ГОСТ 16588), бетона, кирпича (ГОСТ 21718). Встроенный датчик. Предусмотрен ввод индивидуальных градуировочных зависимостей.

ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ

ТЕПЛОГРАФ - прибор для определения сопротивления теплопередаче и мониторинга ограждающих конструкций (ГОСТ 26254), оконных и дверных блоков (ГОСТ 26602 1); 8...128 датчиков теплового потока и температуры.

☉ **МИТ-1** - измеритель теплопроводности материалов методом теплового зонда (ГОСТ 30256). Диапазон 0,03...2 Вт/м·К, время измерений 7 мин. Малогабаритный, автономный. Аккумуляторное и сетевое питание.

ИТС-1 - измеритель теплопроводности материалов и термического сопротивления методом стационарного теплового потока (ГОСТ 7076) и теплового зонда. Диапазон 0,02...1,5 Вт/м·К. Размеры образца - 150x150 мм.

РЕГИСТРАТОРЫ, РЕГУЛЯТОРЫ, ТЕРМОМЕТРЫ, ТЕРМОГИГРОМЕТРЫ И ДР.

ТЕРЕМ-4 - многопараметрический регистратор. Применения: мониторинг раскрытия трещин и деформаций, тензоизмерения, контроль перемещений, вибраций, температуры, влажности и др. 8...256 каналов, период регистрации 10 с...1 час.

РТМ-5 - система управления ТВО бетона: 8 каналов, индивидуальные режимы по каждому каналу, журнал пропарки, связь с ПК (RS-485).

☉ **ТЕРЕМ-3** - восьмиканальный регистратор температуры для монолитного бетонирования.

ТЕМП-3 - семейство 1...4-канальных приборов для измерения и регистрации температуры сред и поверхностей, тепловых потоков, влажности воздуха и скорости воздушных потоков.

ВДЛ-5.2 - вихревой дефектоскоп металлов

Приборы имеют: легкие и удобные датчики, память результатов с фиксацией условий измерения (вид объекта контроля, его параметры, время, дата), связь с компьютером и специальной программой для их дальнейшей обработки и архивации. Выпускаются в нескольких модификациях, отличающихся набором функций, характеристиками и ценой. Приборы, отмеченные знаком ☉ внесены в Государственный реестр средств измерений РФ и республики Беларусь.

454080, Челябинск-80, а/я 12771
т./ф: (351) 265-56-38, 260-87-42, 262-91-69, 262-91-70
http://www.interpribor.ru E-mail: Info@interpribor.ru

г.Москва НИИЖБ тел.: (095) 174-75-13
(095) 789-28-50
г.Санкт-Петербурге тел. (812) 998-45-86
(812) 570-64-96

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

БЕТОНЫ

- СЕРЫХ Р.Л., БАШЛЫКОВ Н.Ф.* Практические способы управления
усадочными процессами в цементных системах при
монолитном строительстве 2
- ПШЕНИЧНЫЙ Г.Н.* Производство сборного и монолитного
железобетона с виброактивацией 4

АРМАТУРА

- ШАШИН А.Ф.* Методика расчета анкеров типа "обжатая спираль" 7

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

- ПОПОВ Ю.А., МОЛОДИН В.В., ЛУНЕВ Ю.В., СУХАНОВ А.С.*
Управляемые режимы тепловой обработки бетона 10

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- КАРПЕНКО Н.И., ГОРШЕНИНА Е.В.* Метод расчета расстояния
между трещинами в изгибаемых железобетонных элементах 13

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

- ХАБИБУЛЛИНА Н.Р., РАХИМОВ Р.З.* Повышение эффективности шлакоще-
лочных вяжущих и бетонов 15

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

- СКОРОБОГАТОВ С.М.* Живучесть как основа для определения
долговечности изгибаемых железобетонных конструкций
при обследовании 18
- КОНДРАШОВ Г.М.* Коррозионная стойкость бетонов,
модифицированных латексами винилового ряда 22
- ШАВЫКИНА М.В.* Оценка сроков службы железобетонной
конструкции при коррозии арматуры 26

Р.Л.СЕРЫХ, д-р техн. наук, проф. (МАДИ); Н.Ф.БАШЛЫКОВ, канд. техн. наук (Поли Релакс)

Практические способы управления усадочными процессами в цементных системах при монолитном строительстве

Одним из направлений развития и совершенствования бетона и железобетона является разработка новых подходов и их промышленная реализация при получении вяжущих и бетонов нового поколения, обеспечивающих надежность и долговечность конструкций и сооружений. В частности, требуется снижение деформаций усадки бетона, что связано с необходимостью ее регулирования в процессе твердения бетона в монолитной конструкции здания.

Деформация усадки бетона конструкции в целом или в отдельных ее зонах опасна не столько нарушением геометрии элемента, сколько возникающими при этом растягивающими напряжениями в бетоне, которые часто приводят к образованию сквозных или поверхностных трещин. Таким образом, усадочные деформации в сочетании с низкой прочностью бетона на растяжение вызывают трещины в железобетонных конструкциях, особенно в поверхностном слое, повышают их деформативность, снижают долговечность.

В проекте специального технического регламента «О требованиях к безопасности зданий и других строительных сооружений гражданского и промышленного назначения», в разделе обязательных требований безопасности зданий и других строительных сооружений, влажностные и усадочные воздействия отнесены к временным длительным и особым временным нагрузкам и тем самым должны учитываться не только при проектировании конструкций, но и при их эксплуатации. При этом необходимо, чтобы как в процессе строительства, так и в течение всего периода нормальной эксплуатации была исключена возможность недопустимого ухудшения эксплуатацион-

ных свойств конструкции или строительного сооружения в целом вследствие деформаций или образования и раскрытия трещин лимитированных размеров.

Используемые в современной строительной практике методы снижения усадочных деформаций являются традиционными и известны уже не одно десятилетие. Прежде всего, речь идет об уменьшении отрицательных последствий усадки за счет сокращения количества воды затворения, что достигается применением пластифицирующих добавок, использованием специальных методов уплотнения жестких смесей, снижением расхода вяжущего, соответствующим подбором фракционного состава заполнителей. Существенное значение имеет также минералогия и тонкость помола цемента. Повышение количества алюминатов в его составе, а также удельной поверхности порошка приводят к увеличению усадочных деформаций.

Следует отметить такие различные факторы, влияющие на усадку бетона при твердении, как влажность окружающей среды, форма и размеры конструктивных элементов, состав бетона и характеристики его компонентов. В связи с этим среди основных способов снижения усадки можно назвать минимизацию водовяжущего отношения бетона, выбор цемента с низким содержанием C_3A и щелочей, высоким содержанием C_3S , оптимальную дозировку гипса и ограниченную удельную поверхность, применение заполнителей с высоким модулем упругости, низким водопоглощением и не имеющих примесей глины. Кроме того, большое влияние на деформации усадки оказывает общее содержание щелочей, с которым связана

упругость паров в поровом пространстве.

Наименее затратными и достаточно эффективными до сих пор остаются пассивные способы снижения усадочных деформаций, заключающиеся в предотвращении влагообмена бетона с окружающей средой за счет применения влагонепроницаемых и увлажняемых влагоемких покрытий. Недостатком пассивных способов является необходимость их длительного применения, техническая невозможность распространения влажностного ухода на массивные гидротехнические, высотные и тому подобные сооружения, а также невозможность прогнозирования снижения величины усадочных деформаций, характер развития и интенсивность которых зачастую изменяются незначительно.

Очевидно, что проблема усадочных деформаций бетона не может быть кардинально решена без оптимизации соответствующих параметров цемента и заполнителей. Такая оптимизация, в свою очередь, вызывает усложнение технологических процессов, удорожание производства бетона, сокращение сырьевой базы и т.д.

Реально допустимым на практике способом воздействия на величину усадочных деформаций остается снижение водопотребности бетонных смесей за счет применения суперпластификаторов (СП). Однако достигаемый при этом эффект снижения усадочных деформаций сравнительно невелик, что не в последнюю очередь связано с уменьшением крупности гидратных новообразований в присутствии СП.

Одним из радикальных путей снижения или устранения отрицательных последствий усадки является использование в качестве вя-

жащего расширяющихся цементов (РЦ). В большинстве случаев эффект расширения этих вяжущих основан на образовании в процессе гидратации трехсульфатной формы гидросульфалюмината кальция (далее условно называемой, как и природный минерал того же состава, эттрингитом). Применение расширяющихся добавок на основе сульфалюмината кальция для компенсации усадки позволяет практически полностью избежать образования трещин в бетоне.

Введение в бетон расширяющихся добавок указанного типа, в присутствии которых в портландцементе при твердении происходит увеличение линейных размеров новых образований, позволяет обеспечить высокую водонепроницаемость, трещиностойкость и долговечность конструкции. При этом новый бетон с использованием расширяющей добавки не только обладает всеми положительными свойствами бетона на портландцементе, но и нивелирует негативные его стороны: низкие показатели непроницаемости, растяжения при изгибе, большие усадочные деформации.

Однако указанный метод компенсации усадочных деформаций бетона характеризуется серьезными недостатками, из которых можно отметить следующие. Во-первых, значительное образование эттрингита на ранних стадиях гидратации при твердении высокопрочного бетона сопровождается быстрой потерей подвижности бетонной смеси, что вызывает ряд проблем. Во-вторых, для запуска реакций расширения в твердеющем высокопрочном бетоне с низким значением В/Ц не хватает в полной мере воды, что требует одновременного увлажнения бетона указанным выше образом. Далее, реально на практике в процессах расширения, связанных с полезной работой самонапряжения, может быть использована только часть введенных алюмосульфатных материалов кальция. Причины такого поведения расширяющих добавок, обусловленные недостаточной скоростью перекристаллизации низкосульфатной формы гидрата сульфалюмината кальция в высо-

косульфатную форму этого гидрата при уменьшении количества воды затворения, рассматриваются подробно в специальной литературе.

Наконец, оптимизация химического состава расширяющих добавок алюминатосульфатного и алюмооксидного типов, воспроизведение их компенсирующих свойств на практике представляют серьезную проблему, усложняемую и противоречивой информацией относительно механизма их действия в бетоне.

Таким образом, используемые в современной строительной практике методы снижения усадочных деформаций ведут к замедлению темпов строительства, росту энергозатрат (увеличению продолжительности влажностного ухода, тепловлажностной обработки), использованию специальных цементов или минеральных добавок; производство последних требует высококачественного сырья, значительных производственных мощностей и энергозатрат.

В этой связи в качестве наиболее плодотворного альтернативно-го решения проблемы деформации усадки бетона представляются алифатические расширяющие добавки на основе гидроксилсодержащих соединений, в частности многоатомных спиртов и алигоамсиленгликолей. Эти добавки за рубежом известны уже 20-25 лет, причем ряд таких модификаторов появился на рынке строительных материалов. Так, в 1983 г. описаны алифатические добавки, понижающие усадку при твердении, на основе продуктов общей формулы $C_nH_{2n+1}O(C_mH_{2m}O)_pH$, где $n = 1-4$, $m = 2$ и 3 , $p = 1-10$. Указанные добавки выпущены на рынок Японии под маркой Jetraguard S₃. Добавку рекомендуют использовать при дозировке 2-8% от массы портландцемента. Аналогичное расширяющее действие при твердении бетона оказывают производные пропиленгликоля, выпускаемые в промышленном масштабе с 1998 г. в США фирмой Grace Construction Products. Подобную добавку вводили в количестве 1,5% от массы цемента.

Гидроксилсодержащие алифатические расширяющие добавки

целесообразно использовать в составе комплексных добавок наряду с такими компонентами, как стандартные сульфированные СП и микрокремнезем, что объясняется наличием синергитических эффектов. Указанные комплексные добавки не только в значительной степени ингибируют усадочные деформации бетона, но и повышают его прочностные показатели по сравнению с бездобавочным бетоном. Следует отметить, что такую алифатическую добавку в диапазоне значений В/Ц = 0,3-0,5 вводят в бетонную смесь при дозировке 7-9% от массы цемента, что более чем вдвое меньше по сравнению со стандартной неорганической расширяющей добавкой алюминатного типа.

Механизм действия алифатических расширяющих добавок рассмотренного типа в основном связан с изменениями процессов массопереноса в бетоне и лишь в небольшой степени — с фазовыми превращениями гидратных новообразований. Это обстоятельство позволяет рассчитывать на повышение эффективности таких добавок и в перспективе обуславливает универсальность их применения. Кроме того, эти добавки являются синтетическими продуктами химической технологии, что позволяет стабилизировать их свойства и, следовательно, обеспечивает стабильное воспроизведение строительно-технических параметров модифицированных бетонов.

Вместе с тем, анализ патентно-технической литературы свидетельствуют о преобладании эмпирического подхода в вопросах назначения химического состава органических добавок, понижающих деформации усадки, так как до сих пор не раскрыт механизм их действия и отсутствуют данные об их влиянии на процессы гидратации и фазовый состав гидратных новообразований, на поровую структуру цементных систем и основные строительно-технические свойства бетонов. Не исследованы вопросы использования органических добавок в составе комплексных модификаторов или в сочетании с другими химическими добавками. До сих пор не нашли объяснения выявленные в ряде экспериментов

эффекты снижения прочности бетона, сопровождающие введение добавок на основе полиалкиленгликоля в повышенных дозировках.

Существенное снижение усадочных деформаций и предотвращение усадочных трещин наблюдается при введении в цементно-бетонную смесь тонкодисперсных волокон размером 45-50 мкм в количестве 0,6 – 2 кг/м³, объемной массой 0,7 – 0,9 г/см³. Такими свойствами обладают трубчатые пропиленовые волокна с отверсти-

ями до 10 мкм, длиной 6-12 мм, которые легко распушаются в процессе приготовления бетонной смеси и равномерно распределяются в ее объеме. К ним, в частности, можно отнести волокна типа «Asota» (Австрия) и ряд других, вышедших на строительный рынок и имеющих соответствующие сертификаты соответствия по всем мекко-биологическим показателям.

Таким образом, имеющаяся совокупность данных позволяет принять решение о методах и спо-

собах регулирования усадочных деформаций, а также рассчитать возможность получения на основе органических соединений эффективной химической добавки, введение которой непосредственно в бетонную смесь и в сравнительно небольших дозировках (до 5-6%) обеспечит возможность уменьшения в значительных пределах деформаций усадки бетона и, соответственно, существенно улучшит строительные-технические свойства железобетонных конструкций.

Г.Н.ПШЕНИЧНЫЙ, канд. техн. наук (Кубанский государственный технологический ун-т)

Производство сборного и монолитного железобетона с виброактивацией

Положительное влияние повторного (многократного) вибрирования твердеющего бетона на конечный результат известно уже много десятилетий. При незначительных затратах данный технологический прием позволяет на многие десятки процентов повысить прочность, улучшить все свойства затвердевшего композита. При этом ни у кого не вызывает сомнения, что произвольное оперирование дополнительной вибрацией не дает стабильных показателей, предельный эффект достигается лишь в случае согласования вибрационных воздействий с протекающими в цементной системе структурообразующими преобразованиями. В связи с этим возникает вполне логичный вопрос: почему же, несмотря на такую эффективность и целесообразность применения, повторное и многократное вибрирование не нашли должного практического использования в отечественной строительной практике? По всей вероятности, ряд недостаточно выясненных вопросов в процессе структурообразования цементных систем затрудняет однозначную интерпретацию механизма дополнительного силового воздействия и разработку соответствующих практических рекомендаций.

Популярно деление процесса твердения цементных смесей на

два периода: формирования (иначе называемый «индукционным периодом») и упрочнения структуры, которые иллюстрируются кинетической кривой пластической прочности (P_m) твердеющего цементного теста (рис.1). Для получения предельного прироста прочности (R_6) механические воздействия рекомендуется производить в переходный период от формирования к упрочнению структуры, в «момент перелома» пластограммы ($T_{опт}$). При этом очевидно, что кривая зависимости конечной прочности бетона от времени приложения вибрационных воздействий должна иметь максимум, соответствующий по времени указанному переходному периоду.

Экспериментально же обнаруживается волнообразный характер прироста прочности повторно уп-

лотненного в различное время бетона (рис.2): «...на кривых изменения прочностных характеристик образцов наблюдалось сначала увеличение прочности, затем некоторое уменьшение с последующим возрастанием» [1].

Данное (опытным путем легко проверяемое) обстоятельство свидетельствует о том, что в процессе твердения цементно-водных систем имеется не один, а несколько, быть может, ряд сроков, целесообразных для осуществления вибрационных воздействий. Представленная на рис. 1 пластограмма в связи с этим имеет «стилизованый» вид, не полно отражающий реальный структурообразующий процесс.

Выполненные с помощью специально разработанного пружинного пластометра [2] опыты по изучению кинетики пластической прочности вяжущих материалов показали ступенчатый характер их твердения, сопровождающийся периодическим наступлением «переходных моментов» (рис.3). При совпадении вибрационного уплотнения с протекающими в это время в цементной композиции структурными изменениями происходит повышение конечных прочностных показателей, чем и объясняется «волнообразность» кривых прироста прочности (см. рис. 2).

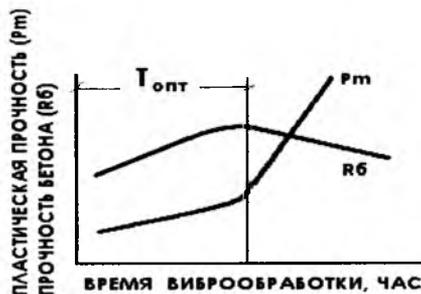


Рис.1. Взаимосвязь момента приложения механических воздействий и конечной прочности бетона



Рис. 2 Влияние времени приложения повторной вибрации на прочность бетона
 1 – растворная смесь (1:2) на воскресенском портландцементе; 2 – бетонная смесь (1:0,75:2,25, Ц=550 кг/м³) на карачаево-черкесском портландцементе

Анализируя пластограммы (рис. 3), можно отметить следующие особенности твердения цементных материалов:

1) структурообразование представляет собой ступенчатый («скачкообразный» по В.А.Кинду и В.Ф.Журавлеву [3]) процесс, заключающийся в периодическом наступлении временных интервалов интенсивного («лавинообразного») упрочнения твердеющего материала;

2) в начальной стадии «нормального» твердения «скачки» пластической прочности («переходные моменты») наблюдаются через близкий интервал времени, циклически – через каждые 80...100 мин с момента затворения цемента водой;

3) на время наступления скачков прочности не оказывают влияния водоцементный фактор и присутствие заполнителя, т. е. данный параметр является постоянной характеристикой конкретного портландцемента.

Следовательно, применение виброактивации и достигаемый при

этом результат должны предусматривать непосредственную взаимосвязь времени приложения силовых воздействий с отмеченными структурообразующими аспектами. Уточнение возможной природы последних позволит представить механизм положительного воздействия дополнительной вибрации на свойства цементного камня и бетонов, разработать методы оптимизации режима активации и ее успешное практическое освоение.

Взаимодействие цементных минералов, характеризующихся чрезвычайно неустойчивой, «замороженной» структурой, с «полярной» средой осуществляется в межфазной зоне путем предварительного формирования из элементов твердой фазы, кластеров, диполей, ионов химических добавок, частиц коллоидных размеров, микропузырьков растворенного газа промежуточного энергетического комплекса, с его развитием (накоплением системой «адсорбат – адсорбент» внутренней энергии) и распадом (химизмом явления).

Этот процесс протекает стадий-

но (рис. 3), элементарный акт которого можно представить в виде последовательности этапов: мгновенная адсорбция молекул воды на активных центрах клинкерных зерен (образование на границе раздела фаз двойного электрического слоя пористой, «доменной» конфигурации) → неравновесный характер сформировавшегося ДЭС определяет постепенное разрушение сетки Н-связей, проникновение диполей к нескомпенсированным зарядам (индукционная стадия) → возбуждение системы, достижение критического «перенапряжения» создавшейся энергетической структуры → электронные обмены, разрушение молекул воды (образование активных групп OH⁻, H₃O⁺ и др.), разрыв связей Ca – O, химическое взаимодействие компонентов → образование гидратных продуктов, в виде аморфной массы покрывающих поверхность клинкерных зерен, → «нейтрализация» поверхностного заряда частиц, интенсивное потребление активными центрами порций диполей (формирование очередного неравновесного ДЭС), развитие вакуума, стяжение (самоорганизация) цементной системы [4].

Взаимодействие гетерогенной цементной композиции имеет стадийный характер, что находится в полном соответствии с фундаментальным положением химической кинетики, согласно которому переход системы из одного состояния в другое осуществляется посредством формирования на границе раздела фаз промежуточного активированного комплекса с более высоким энергетическим уровнем, его развитием и распадом (химизмом процесса) [5]. Стадийный характер гидратационного твердения портландцемента определяет чередование своего рода «индукционных периодов» и быстротечных («взрывообразных») моментов химического взаимодействия минералов цемента с водой (см. рис. 3). В первые часы «нормального» твердения (вероятно, до максимума тепловыделения) взаимодействие клинкерных минералов с водой происходит через каждые 80...100 мин с момента смешивания компонентов. По мере уменьшения в системе количества актив-



Рис. 3. Кинетика пластической прочности цементного теста с В/Ц=0,22 (1); 0,26 (2); 0,3 (3) и растворной смеси 1:2 с В/Ц=0,4 (4) и 0,5 (5) на новороссийском ПЦ 500-ДО

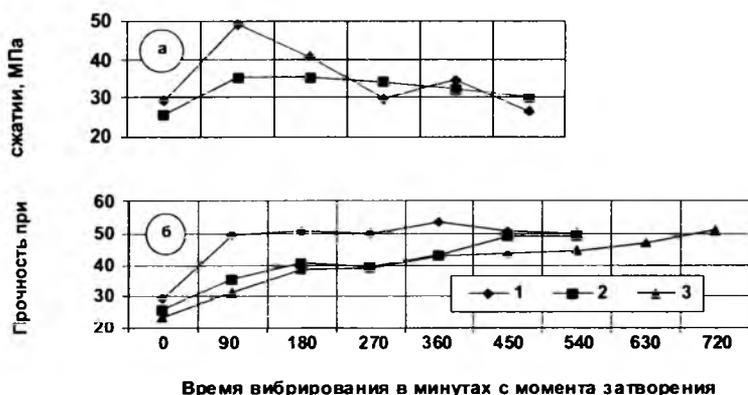


Рис. 4. Влияние однократного (а) и циклического (б) вибрирования на прочность при сжатии растворяемых образцов с В/Ц = 0,4 (1); 0,6 (2) и 0,8 (3) на новороссийском портландцементе (доверительные границы показателей при 95%-ной достоверности лежат в пределах $\pm 2,4 \dots 9,5\%$)

ных молекул воды, уплотнения гидратных оболочек, оказывающих все большее экранирующее действие, интервал гидратообразования увеличивается и к суткам твердения составляет 3...5 ч. Взаимодействие компонентов локализовано в межфазной зоне, в связи с чем количество воды затворения и заполнитель не оказывают влияния на качественный ход процесса.

В стадийно (циклически) наступающих актах электрохимического взаимодействия компонентов, протекающих по изложенной схеме, продукты послойно накапливаются под первичной оболочкой, разрушая, раздвигая ее. Фронт образования гидратных продуктов по структурным дефектам постепенно перемещается в глубь цементных зерен. Контракционные явления и периодическое потребление частицами вяжущего порций диполей определяют развитие в межзерновых пустотах «движущей силы» структурообразования – вакуума, обеспечивающего стяжение, самоорганизацию вяжущей композиции, формирование и упрочнение «микробетона» (термин В.Н.Юнга) – материала, состоящего из частично гидратированных цементных зерен (выполняющих важную роль «заполнителя»), «склеенных» аморфными гидратными прослойками.

Представленные гидратационный процесс и модель цементного камня (микробетона) позволяют сформулировать следующие обобщения и практические рекомендации:

1) по природе своего твердения цементные системы требуют обязательного применения силового воздействия (повторного, циклического вибрирования) в моменты стяжения клинкерных зерен, что позволит на 70...130% повысить прочность бетонов при сжатии (рис.4), интенсифицировать твердение, на 25...30% сократить продолжительность тепловой обработки или на 10...15% снизить расход цемента при сохранении требуемых прочностных показателей;

2) 90-минутная стадийность твердения справедлива для портландцементов с минералогическим составом: C_3S – 50...65, C_2S – 10...20, C_3A – 5...10, C_4AF – 10...20% и активными минеральными добавками (шлак, трепел) – до 55%. При использовании цементов с иным минералогическим и вещественным составом, с химическими добавками (электролитами, пластифицирующими и др.) время вибрирования уточняется пластометрическим способом;

3) время приложения вибрирования может определяться пластометрическим способом, путем изучения кинетики пластической прочности цементного теста, твердеющего в идентичных с бетоном температурных условиях, и назначения уплотнения по времени наступления характерных переломов («переходных моментов») построенных пластограмм; для дублирования данных и захвата более широкого временного интервала опыты следует проводить на тесте с

нескольким значением В/Ц (например, с В/Ц = 0,22; 0,26 и 0,3);

4) рациональное количество уплотнений зависит от начальной подвижности бетонной смеси: для жестких смесей максимальный результат достигается при ограниченном количестве уплотнений (одно-двухразовое вибрирование), для подвижных – число вибрационных воздействий должно быть увеличено (см. рис. 4). В каждом конкретном случае режим циклической активации (время приложения и количество уплотнений, продолжительность вибрирования в каждом из сроков) определяется экспериментально путем изготовления и испытания контрольных образцов или в результате отработки технологии при выпуске и испытании неразрушающими методами опытной партии изделий;

5) механизм положительного воздействия циклической виброактивации на свойства бетона связан с компактной упаковкой частиц вяжущего, уплотнением структуры прослоек новообразований между клинкерными зернами (что подтверждается снижением степени гидратации цемента на 7...15% в активированном камне, по сравнению с традиционно твердеющим), повышением физико-технических свойств микробетона, а также качества адгезионного сцепления цементного камня с поверхностью заполнителей и арматурных элементов [6];

6) циклическое вибрирование делает технологический процесс достаточно «неприхотливым» — неизбежные колебания производственных факторов (точность дозирования компонентов, состав и свойства бетонной смеси, качество ее укладки и уплотнения) не оказывают существенного влияния на конечный результат. Анализируя рис. 4, б, видно, что для конкретного соотношения твердых компонентов (независимо от количества введенной воды затворения) существует верхний прочностной предел, который может быть реально достигнут за счет виброактивации.

Активный силовой контроль структурообразующего процесса не только желательный, а крайне обязательный технологический

прием. Для его практической реализации нет необходимости в каких-либо специфических условиях. Данный прием вполне вписывается в существующие кассетные, стендовые линии, некоторые виды конвейерных (в том числе вибропрокатных) производств, монолитное строительство технически просто поддается автоматизации. Применяя в производственном процессе циклическую виброактивацию, можно поднять технологию сборно-

го и монолитного бетона и железобетона на качественно новый уровень, получать продукцию с предельно возможными свойствами при символических энергозатратах.

Библиографический список

1. Шмигальский В.Н. Формование изделий на виброплощадках. – М.: Стройиздат, 1968. – 104 с.
2. Пластометр пружинный / Г.Н.Пшеничный, В.П.Ганин, Г.А.Шкатуло // Бетон и железобетон. – 1985. – № 4. – С. 26.

3. Кинд В.А., Журавлев В.Ф. Электропроводность твердеющего портландцемента // Цемент. – 1932. - №9-1-. – С.21-26.

4. Пшеничный Г.Н. Элементы стадийного структурообразования цементных систем и их практическое значение. – Краснодар: Изд. КубГТУ, 2006. – 225 с.

5. Кузнецова Т.В., Кудряшев И.В., Тимашев В.В. Физическая химия вяжущих материалов. – М.: Высшая школа, 1989. – 384 с.

6. Пшеничный Г.Н. К вопросу о контактной зоне бетона и железобетона // Бетон и железобетон. – 2006. – № 2. – С. 7-9.

АРМАТУРА

А.Ф.ШАШИН, инж.

Методика расчета анкеров типа “обжатая спираль”

В производстве преднапряженного железобетона в качестве технологической анкеровки при натяжении арматурных стержней используют концевые временные анкера различного типа. Применение термически упрочненной высокопрочной арматуры классов А_T-IV, А_T-V, А_T-VI и А_T-VII, обеспечивающей повышение напряжений в бетоне, требует использования анкеров высокой несущей способности. Используемая на многих заводах горячая высадка концевых анкеров вызывает разупрочнение этой стали. Этот негативный фактор вынуждает снижать напряжение в арматуре и, следовательно, увеличивает её расход. Высокая материалоемкость в условиях рыночного хозяйствования повышает затратность производства и уменьшает конкурентоспособность выпускаемой продукции.

В настоящее время наряду с “высаженной головкой” для анкеровки высокопрочной арматуры промышленно используются также два типа холоднообжатых анкеров повышенной несущей способности по ТУ 21-33-31-88 [1]. Это – анкер типа “обжатая обойма” для стержней диаметром 10–22 мм и типа “обжатая спираль” для стержней диаметром 10–18 мм.

При равенстве несущей способности этих анкеров “обжатая обойма” в изготовлении в несколько раз дороже “обжатой спирали”. Этот тип анкеров требует наличия дорогостоящего прессового оборудования для штамповки заготовок – обойм, быстроизнашивающихся штампов и дополнительного расхода листовой стали, идущей в отход. Анкер типа “обжатая спираль” прост и безотходен в изготовлении. Навивка заготовок (спиральных втулок из горячекатаной проволоки) осуществляется, как правило, на станке–автомате. Для опрессовки обоих типов анкеров на стержнях используется в основном пневматическое и гидравлическое оборудование.

За длительный период с момента введения в действие ТУ 21-33-31-88 до сего дня накоплен значительный опыт использования технологии спиральной анкеровки для арматурной стали диаметром 10–18 мм. Благодаря опыту, накопленному заводами, и исследованиям, проведенным автором, область применения “обжатой спирали” расширена вплоть до арматуры диаметром 25 мм. За это время была проведена модернизация станка-автомата для навивки спиральных втулок и отработана тех-

нология изготовления обжимных губок-матриц для обжима анкеров на стержнях диаметром 10–25 мм.

Однако выполненные за это время усовершенствования технологии спиральной анкеровки практически не освещены в технической литературе и не нашли отражения в нормативно-технической документации. Поэтому представляется целесообразным ознакомить читателей с расширением области применения спиральных анкеров и предложить методику их расчета.

Для получения анкера высокой несущей способности применяют заготовку – спиральную втулку с косым срезом проволоки торцевых витков. Проведенные проверки выявили зависимость угла среза торцевых витков спиральной втулки от соотношения диаметров обжимаемой проволоки и стержневой арматуры

$$\operatorname{tg} \alpha = 2d/D, \quad (1)$$

где α – угол между плоскостью среза витка и осью проволоки; d – диаметр проволоки; D – диаметр стержневой арматуры.

Этой зависимости подчиняются все фактически и теоретически возможные варианты сочетания



Рис. 1. Конический спиральный анкер

диаметров проволоки втулок и арматуры [2].

На рис. 1 показана спиральная втулка с косым срезом торца. Такая втулка, одетая на стержень, в обжимных губках опрессовочного устройства получает форму усеченного конуса (рис. 2) или усеченной шестигранной пирамиды (ше-

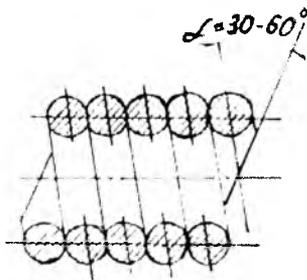


Рис. 2. Спиральная втулка с косым срезом торца

стигранника) с коническим уширением у опорного торца. Коническое уширение служит для получения потребной опорной площади торца и сокращения числа необжатых или слабо обжатых витков при переходе к обжатым рабочим виткам анкера. Оптимальный угол наклона образующей конического уширения α_1 (см. рис. 2) определен в результате исследований и находится в пределах $19-22^\circ$ в зависимости от диаметров проволоки и стержня [3]. При таком угле наклона возникающее от вертикальной силы обжатия N осевое усилие, определяемое как $N \operatorname{tg} \alpha_1$, формирует опорный виток в одной плоскости за счет пластической деформации проволоки спирали. Косой срез проволоки торцевого витка заполняет металлом просвет в месте перехода проволоки во второй виток. В усеченном конусе и шестиграннике угол наклона образующей основных рабочих витков α_2 колеблется в пределах $3-8^\circ$ в за-

висимости от их количества. Этого угла достаточно для пластической деформации и уплотнения рабочих витков проволоки между собой. Это утверждение неоднократно проверялось на продольных шлифах анкеров, срезанных по срединной части и протравленных соляной кислотой. Сформированный таким образом анкер работает как монолит и характеризуется следующими показателями:

1. Опорный торец лежит в одной плоскости, перпендикулярной оси стержня, и полностью заполнен металлом по всей длине окружности.

2. Погрешность расстояния между обжатыми анкерами на стержне – не более 1 мм при допустимой величине 2 мм и зависит только от точности установки обжимных устройств.

3. Отклонения P проектного напряжения $\sigma = \sigma_0 \pm P$ укладываются в установленные проектные нормативы или имеют разброс напряжения меньше проектного. Так, например, отклонения P для изделий длиной до 6,5 м (плиты аэродромного и дорожного покрытия ПАГ-14 и ПАГ-18) находятся в пределах $\pm 550 \text{ кг/см}^2$ при проектной величине $\pm 800 \text{ кг/см}^2$.

Для спирального анкера определяющим фактором потери несущей способности является его срез по внутренней поверхности, образованной диаметром стержня по рифам. Для упрощения расчета принимаем срез по номинальному диаметру стержня D . С этим допущением и проводится расчет анкера на срез ("сдвигивание" со стержня).

Несущая способность анкера определяется по формуле

$$F_T = \tau_{cp} \pi D d n, \quad (2)$$

где F_T – теоретическое усилие "сдвигивания" анкера, кг; τ_{cp} – напряжение среза, выдерживаемое материалом проволоки (для горячекатаной проволоки $\tau_{cp} = 2200 \text{ кг/см}^2$); D – номинальный диаметр стержня, см; d – диаметр проволоки спиральной втулки, см; n – рабочее число витков анкера.

Для обеспечения надежности работы анкера расчет следует вести исходя из допускаемой несущей способности анкера. Выражение (2) примет вид

$$F_d = [\tau_{cp}] \pi D d n, \quad (3)$$

где F_d – допускаемая несущая способность анкера; $[\tau_{cp}]$ – допускаемое напряжение среза; D – номинальный диаметр стержня; d – диаметр проволоки стержня; n – рабочее число витков анкера.

Прочность обжатого анкера должна обеспечивать его работоспособность при усилении, соответствующем $0,9\sigma_B$, т.е.

$$F_d = 0,9\sigma_B S, \quad (4)$$

где F_d – допускаемое усилие (несущая способность) анкера, кг; σ_B – предел прочности арматурного стержня, кг/см²; S – площадь поперечного сечения стержня, определяемая выражением $S = (\pi D^2)/4$ или $0,785D^2$, где D номинальный диаметр стержня, см.

В этом случае из равенства формул (3) и (4) определяется рабочее число витков анкера

$$n = (0,9\sigma_B \cdot 0,785D^2) / ([\tau_{cp}] \pi D d). \quad (5)$$

Для создания несущей способности анкера необходимо обжать спиральную втулку на стержне до достижения пластической деформации, характеризующейся величиной осадки анкера Δ

$$\Delta = D_n - B, \text{ мм}, \quad (6)$$

где D_n – наружный диаметр спиральной втулки, мм; B – высота сечения обжатого анкера, мм, измеряемая в месте перехода конического уширения в обжатый конус или шестигранник.

Осадка Δ имеет существенное влияние на величину несущей способности анкера. В результате исследований определена зона существования осадки Δ (зона устойчивых результатов), при которой несущая способность анкера колеблется в пределах усилий, соответствующих $0,9\sigma_B - \sigma_B$ арматуры. Эта зона устойчивых результатов для стержней диаметром 10–25 мм существует в пределах 5–7 мм. При $\Delta < 5$ мм происходит преждевременное "сдвигивание" анкера со стержня, а при $\Delta > 7$ мм наблюдаются случаи, когда анкер не срезается, а раскалывается по плоскости разъема обжимных губок.

В производственных условиях осадка анкера Δ нестабильна и зависит от следующих причин:

- степени изношенности гнезда обжимных губок;
- поля допуска на диаметр арматуры;
- величины усилия пресса и др.

Поэтому величину осадки Δ следует систематически контролировать в процессе изготовления анкеров. С целью повышения степени надежности работы напрягаемых стержней в изделии при нестабильной величине осадки Δ представляется необходимым при расчетах увеличить усилие «сдвигивания» до величины, соответствующей σ_B арматуры. При этом величина расчетных рабочих витков анкера увеличится незначительно, а выражение (5) примет вид

$$n = (\sigma_B \cdot 0,785D^2) / (\tau_{cp} \pi D d). \quad (7)$$

После преобразования выражение (7) примет окончательный вид

$$n = (0,25\sigma_B D) / (\tau_{cp} d). \quad (8)$$

Для определения полного числа витков анкера к расчетному числу рабочих требуется добавить еще один опорный виток, так как он обжат незначительно и лишь облегает стержень, обеспечивая необходимую опорную площадь. Окончательное число витков принимается исходя из технологических возможностей станка-автомата близким к расчетному. При этом надо учесть также тот факт, что в коническом анкере благодаря конической форме гнезда в губках при обжатии спиральной втулки происходит дополнительное закручивание спирали вокруг стержня на 0,25–0,4 витка.

Выражение (8) справедливо при следующих условиях:

1. Используются витые анкера с коническим уширением у опорного торца, обжатые на конус или шестигранную пирамиду.

2. Диаметры стержневой термически упрочненной арматуры – 10–22 мм для классов прочности A_T -IV; A_T -V; A_T -VI и A_T -VII. Диаметр арматуры 25 мм следует использовать только для классов A-III и A-IV.

3. Для всего диапазона диаметров арматуры применяется гладкая горячекатаная арматурная про-

лока класса A-I диаметром 6–10 мм с проверкой на смятие опорного торца анкера в упорах формы. Кроме того, для стержней диаметром 10–18 мм классов A_T -IV и A_T -V также может быть использована проволока марки БСт0 диаметром 6,5 мм (обычная вязальная проволока).

4. Осадка Δ должна находиться в пределах зоны устойчивых результатов, т.е. $\Delta = 5–7$ мм.

5. Допускаемое напряжение на срез $[\tau_{cp}]$ по результатам исследований принято равным 1500 кг/см². Для выявления оптимальной величины допускаемого напряжения на срез $[\tau_{cp}]$ проводились многочисленные испытания образцов, при которых находилось минимальное число рабочих витков анкера, обеспечивавших обрыв образца по основному металлу. После чего из формулы (8) определялось $[\tau_{cp}]$

$$[\tau_{cp}] = (0,25\sigma_B D) / (nd). \quad (9)$$

Эксперименты проводились с образцами арматуры диаметром 10–22 мм классов от A-IV до A_T -VII при осадке $\Delta = 5–7$ мм. Арматура диаметром 25 мм испытывалась только для классов A-IIIв и A-IV с анкерами из проволоки диаметром 8 и 10 мм. Расчетные значения $[\tau_{cp}]$ во всех случаях колебались в пределах 1400–1600 кг/см². Логично предположить, что расчетные значения $[\tau_{cp}]$ для арматуры диаметром 25 мм классов A_T -V, A_T -VI и A_T -VII при той же осадке D также будут находиться в указанных пределах. Учитывая сложное напряженное состояние витого анкера, пластически спрессованного на стержне в радиальном и осевом направлениях, принята усредненная величина $[\tau_{cp}]$, равная 1500 кг/см².

Для навивки спиральных втулок была проведена модернизация станка-автомата типа МШ-1000, который был использован на заводах КЖИ-100 (г. Сергиев Посад), ЖБИ-18 (Москва) и на других заводах страны. Модернизированный станок имеет набор сменных тяговых роликов, которые позволяют навивать втулки из проволоки диаметром 6–10 мм с минимальными затратами на переналадку. Числа витков спиральных втулок зависят

от количества установленных ножей в тяговых роликах. Форма ножа позволяет отрезать втулку с косым срезом проволоки торца.

Для изготовления гнезда анкера в обжимных матрицах (губках) следует использовать комплект из двух нестандартных фрез, предназначенных для выборки конического уширения и основного конуса.

Чертежи модернизированного станка-автомата, обжимных губок для стержней диаметром 10–25 мм и технологической оснастки включены в техдокументацию на разработанную технологию спиральной анкеровки.

Предлагаемая методика расчета позволяет рассчитывать и применять на заводах ЖБИ спиральные анкера для стержневой высокопрочной арматуры диаметром 10–25 мм с использованием электротермического и механического натяжения.

Дополнительную информацию по данной технологии можно получить по тел. (495) 570–50–58. Инженер А.Ф. Шашин.

Библиографический список

1. Анкеры и стыковые соединения типа "обжатая обойма Технические условия ТУ 21-33-31-88.
2. Авторское свидетельство СССР №1636545 за 1991 г. А.Ф. Шашина «Спиральный анкер для преднапрягаемой арматуры».
3. Авторское свидетельство СССР №558103 за 1976 г. А.Ф. Шашина и Б.Р. Минкина «Устройство для обжатия витых анкеров».



Поправка. В статье "Влияние состава на долговечность мелкозернистых бетонов" (№ 4, 2006) вместо А.В.Жариков следует читать А.В.Жирков.

Редакция приносит автору свои извинения.

Ю.А.ПОПОВ, д-р техн. наук, проф. (Новосибирский госуд. арх.-строит. ун-т (НГАСУ (Сибстрин))); В.В.МОЛОДИН, канд. техн. наук, доц. (ООО "Евросити"); Ю.В.ЛУНЕВ, А.С.СУХАНОВ, инженеры (НГАСУ (Сибстрин))

Управляемые режимы тепловой обработки бетона

Разработанная в НГАСУ (Сибстрин) системная классификация методов зимнего бетонирования монолитных строительных конструкций позволила четко определить область эффективного применения различных групп методов (прогревных и беспрогревных), в том числе область пересечения методов различных групп в зависимости от модуля поверхности конкретной конструкции. При этом особое внимание уделено прогревным методам при модуле поверхности бетонизируемых конструкций $M_n = 6-15 \text{ м}^{-1}$. Причины этого: 1) наибольшее число монолитных конструкций в составе жилых и гражданских зданий (с монолитным несущим каркасом, в монолитном исполнении в целом и др.) относятся к среднемаассивным; 2) исследованиями ЦНИИОМТП Госстроя России [1] доказано, что, во-первых, именно прогревные методы

обеспечивают гарантированно высокое качество зимнего бетонирования; во-вторых, разработанный и широко апробированный этим институтом метод прогрева электрическими нагревательными проводами (находящий в настоящее время массовое применение на строительных объектах в г. Новосибирске) наиболее технологичен, легко практически реализуем силами самих строительных организаций, имеет явные преимущества перед другими электропрогревными методами (например, перед электродным или индукционным прогревом), в том числе по технико-экономическим показателям.

Как известно, действующие нормативные документы, регламентирующие зимнее бетонирование монолитных бетонных и железобетонных конструкций, при применении прогревных методов предусматривают

только непрерывный режим работы нагревателей при изотермическом выдерживании бетона (рис. 1, а).

Математическая формализация режима непрерывного прогрева с изотермическим выдерживанием бетона такова:

$$N=M, \tau \in T_p \wedge \tau \in T_{ив};$$

$$N=0, \tau \in T_{ост};$$

$$\tau \in (t_{бс}, t_{ив}), \tau \in T_{ив};$$

$$\tau \in (t_{ив}, 0), \tau \in T_{ост};$$

В НГАСУ (Сибстрин) проведен анализ научной базы, на основании которой разработаны регламентации действующих СНиП [2-5 и др.]. Установлено, что все существующие методы расчетного обоснования режимов тепловой обработки бетона на условно можно разделить на две

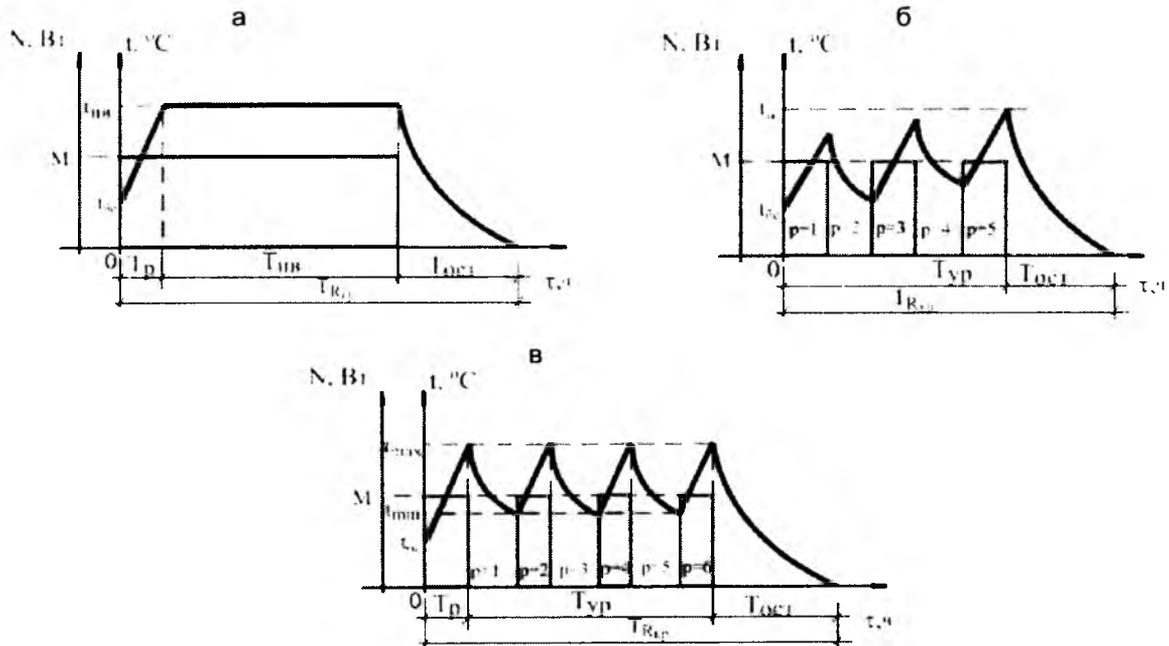


Рис.1. Температурные режимы бетона (t) и суммарная мощность нагревателей (N) при прогревном выдерживании бетона: $t_{бс}$ и $t_{ив}$ – температура соответственно уложенной бетонной смеси и изотермического выдерживания бетона; T_p , $T_{ив}$, $T_{ост}$ и $T_{Ркп}$ – продолжительность периодов соответственно разогрева, изотермического выдерживания бетона, а также времени набора бетоном критической прочности; $T_{уп}$ – продолжительность периода с управляемым режимом; M – суммарная мощность нагревателей на масштабном графике

группы: методы, основанные на интегральном учете теплового баланса бетона, и методы, основанные на аналитическом решении краевых задач. При этом методами как первой, так и второй из указанных групп невозможно обосновать управляемые режимы тепловой обработки бетона (в первом случае именно интегрального учета теплового баланса, во втором – из-за необходимости введения большого количества принципиально важных допущений, существенно снижающих точность получаемых результатов).

Представителями научной школы НГАСУ (Сибстрин) [3, 4] научно обоснован прерывный режим тепловой обработки с заданной продолжительностью периодов включения-выключения нагревателей (рис. 1, б). Математическая формализация такого режима:

$$N=M, \tau \in T_{yp}, p=2k-1, k=1,2,\dots, S;$$

$$N=0, (\tau \in T_{yp}, p=2k,$$

$$k=1,2,\dots, S) \wedge \tau \in T_{ост};$$

$$t=\varphi(\tau), \tau \in T_{Rкр}.$$

Реализация такого режима на строительных объектах в Новосибирске позволила (с документальным подтверждением) снизить удельные энергозатраты на прогрев бетона на 25% при зимнем бетонировании монолитных конструкций призматической формы (за счет полезного использования тепловой инерции бетона в периоды выключения нагревателей) и на 40% при зимнем бетонировании типовых кустов буронабивных свай (дополнительное энергосбережение на 15% объясняется количественным учетом взаимного теплового влияния буронабивных свай в составе типовых кустов). В апреле 2004 г. разработанная технология была удостоена Золотой медали Сибирской ярмарки (г. Новосибирск).

Еще большие возможности энергосбережения обеспечила научно обоснованная авторами данной статьи технология зимнего бетонирования, основанная на прерывном режиме тепловой обработки бетона с таким диапазоном температурного режима выдерживания $t \in (t_{min}, t_{max})$, который обеспечивает



Рис. 2. Цифровой автоматический регулятор мощности (ЦАРМ) со своим процессором – основным блоком САУ

наибольшее (до 50%) энергосбережение при бетонировании конструкций призматической формы (рис. 1, в). Математическая формализация такого режима имеет вид:

$$N=M, \tau \in T_p \wedge (\tau \in T_{yp},$$

$$p=2k, k=1,2,\dots, S);$$

$$N=0, (\tau \in T_{yp}, p=2k-1,$$

$$k=1,2,\dots, S) \wedge \tau \in T_{ост};$$

$$t=\psi(\varphi), \tau \in T_{Rкр}.$$

Дополнительное энергосбережение обеспечено:

- нейтрализацией возможных ошибок в расчете электрической сети нагревателей своевременным их выключением при достижении максимального значения температуры бетона;

- предварительным нахождением оптимального значения температурного диапазона методом математического моделирования динамики температурного и прочностного полей в бетоне;

- учетом суточной динамики температуры воздуха, скорости и направления ветра (с помощью температурных датчиков на контакте опалубки с бетоном на всех гранях конструкции), а также за счет исключения человеческого фактора с помощью системы автоматического управления (САУ) тепловой обработкой на базе персонального компьютера, разработанной совместно НГАСУ (Сибстрин), Конструкторско-технологическим институтом вычислительной техники СО РАН и ООО "Евросити" (рис. 2).

Для расчетного обоснования

оптимального температурного диапазона в НГАСУ (Сибстрин) разработан пакет программных продуктов:

- для фундаментных плит, одиночных буронабивных свай и буронабивных свай в составе типовых кустов с полезным использованием естественной тепловой энергии, аккумулированной в талой части грунта основания;

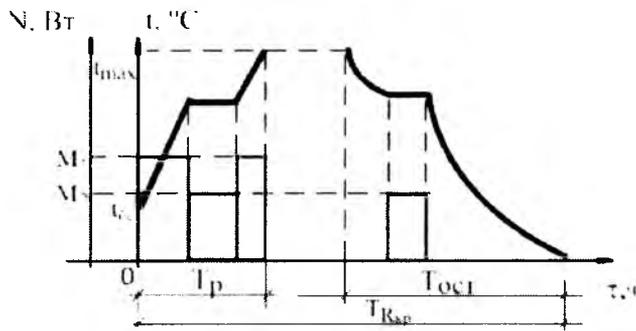
- для колонн и плит перекрытий в составе монолитного несущего каркаса жилых и гражданских зданий;

- для стен и сопрягаемых с ними плит перекрытий в монолитных зданиях;

- для стыков сборных железобетонных конструкций.

Как известно, нормативными требованиями операционного контроля не допускается превышение предельно допустимой скорости перестройки температурного поля после включения или выключения нагревателей. Такое превышение, с одной стороны, из-за разности коэффициента объемного расширения стальной арматуры и цементного камня приводит к необратимым изменениям структуры бетона (к деструктивным процессам), но, с другой стороны, в условиях строительного объекта невозможно проконтролировать скорость перестройки температурного поля во всех узлах объемной координатной сетки. Решить такую задачу можно двумя путями:

на стадии проектирования – с помощью пакета программных продуктов, разработанных в НГАСУ (Сибстрин) и позволяющих на основании прогноза управлять скоростью перестройки температурного



$$\begin{aligned} \tau \in T_p, (N=M_1, \frac{\partial t}{\partial \tau} < (\frac{\partial t}{\partial \tau})_{\max}) \wedge (N=M_2, \frac{\partial t}{\partial \tau} \geq (\frac{\partial t}{\partial \tau})_{\max}); \\ \tau \in T_{\text{ост}}, (N=M_2, \text{abs}(\frac{\partial t}{\partial \tau}) \geq (\frac{\partial t}{\partial \tau})_{\max}) \wedge N=0, \text{abs}(\frac{\partial t}{\partial \tau}) < (\frac{\partial t}{\partial \tau})_{\max}); \\ N=M, \tau \in T_p \wedge (\frac{\partial t}{\partial \tau} < (\frac{\partial t}{\partial \tau})_{\max}); \\ N=M-\Delta M, \tau \in T_p \wedge (\frac{\partial t}{\partial \tau} \geq (\frac{\partial t}{\partial \tau})_{\max}); \\ N=0, \tau \in T_{\text{ост}} \wedge (\text{abs}(\frac{\partial t}{\partial \tau}) < (\frac{\partial t}{\partial \tau})_{\max}); \\ N=M-\Delta M, \tau \in T_{\text{ост}} \wedge (\text{abs}(\frac{\partial t}{\partial \tau}) \geq (\frac{\partial t}{\partial \tau})_{\max}); \end{aligned}$$

Рис. 3. Температурный режим и алгоритмический диспетчер блока управления в периоды $\tau \in T_p$ и $\tau \in T_{\text{ост}}$

поля в бетоне при характерных значениях температуры окружающего воздуха, например, -5, -10, -15, -20 и -25 °C;

на стадии производства зимних и железобетонных работ – с помощью САУ на базе персонального компьютера.

Вид температурного режима и алгоритмический диспетчер блока управления в периоды $\tau \in T_p$ и $\tau \in T_{\text{ост}}$ показаны на рис. 3.

Производственные испытания разработанного устройства для автоматического управления тепловой обработкой бетона на базе персонального компьютера подтвердили возможность энергосбережения до 50% при зимнем бетонировании конструкций призматической формы, а также мягкий характер температурного режима по сравнению с обычными методами зимнего бетонирования при гарантированном соблюдении температурных ограничений действующей нормативной базы. При этом наличие собственного процессора в ЦАРМ обеспечивает возможность автоматического режима управления (в температурном диапазоне (t_{\min} , t_{\max}) при заданной максимально допустимой скорости по-

вышения или снижения температуры после соответственно включения и выключения нагревателей) при отключенном персональном компьютере (он необходим для ввода значений температурного диапазона и предельно допустимой скорости перестройки температурного поля до начала процесса тепловой обработки бетона и после ее окончания).

Анализ существующих методов расчета динамики набора прочности бетоном, выполненный В.И.Зубковым, позволил ему эти методы обобщить в виде экспоненциальной зависимости вида

$$R^{\tau+\Delta\tau} = R^{\tau} + 100[1 - \exp[-K_{20} \times x[\frac{t^{\tau} - t_{np}}{20 - t_{np}}]^n \cdot \Delta\tau]],$$

где $R^{\tau+\Delta\tau}$ и R^{τ} – прочность бетона на шаге по времени соответственно $\tau+\Delta\tau$ и τ , % от R_{28} ; K_{20} – коэффициент интенсивности тепловыделения цемента при $t=20$ °C, $ч^{-1}$; $t_{np} = -11$ °C – температура приведения по С.А. Миронову; t^{τ} – средневзвешенная по времени и по объему конструкции температура бетона, °C; n – показатель интенсивности твердения бетона, зависящий от вида используемого цемента.

Исследования, проведенные авторами в производственных условиях, показали существенное расхождение результатов расчета прочности по приведенной выше формуле. Поэтому в НГАСУ (Сибстрин) разработана компьютерная аппроксимация экспериментальных номограмм ЦНИИОМТП [1], построенных на большом объеме экспериментальных исследований (при температурах 5–60 °C) и потому имеющих высокую достоверность получаемых результатов. Эта аппроксимация включена во все программные продукты НГАСУ (Сибстрин) и в программное обеспечение ЦАРМ.

Успешные испытания в производственных условиях экспериментального образца ЦАРМ с достижением существенного энергосбережения позволяют предположить целесообразность оснащения этим блоком серийно выпускаемых прогревочных трансформаторов (типа КТПТО-80-86/VI и др.). При этом по желанию строительных организаций границы оптимального температурного диапазона могут быть унифицированы для монолитных конструкций разного типа в зависимости от расчетного значения температуры воздуха.

Библиографический список

1. **Рекомендации** по электрообогреву монолитного бетона и железобетона нагревательными проводами/ ЦНИИОМТП Госстроя СССР. - М.: Изд-во ЦНИИОМТП, 1989. - 67 с.
2. **Попов Ю.А.** Методы решения актуальных научно-технических задач в строительстве: Рекомендовано Новосибирским региональным отделением УМО РФ по образованию в области строительства в качестве учебного пособия/ Ю.А. Попов, Т.В. Богатырева, Ю.В. Лунев и др. - Новосибирск: Изд-во НГАСУ (Сибстрин), 2006. - 212 с.
3. **Попов Ю.А.** Энергосберегающие технологии зимнего бетонирования строительных конструкций и сооружений/ Ю.А. Попов, Т.В. Завалишина (Богатырева), С.Н. Шпанко// Известия вузов. Строительство. - 2000. - №9. - С.50-58.
4. **Завалишина (Богатырева) Т.В.** Энергосберегающая технология зимнего бетонирования строительных конструкций: монография/ Т.В. Завалишина (Богатырева). - Новосибирск: Изд-во НГАСУ, 2003. - 132 с.
5. **Попов Ю.А.** Нетрадиционный подход к решению традиционных задач энергосбережения в строительстве/ Ю.А. Попов// Изв. вузов. Стр-во. - 2005. - №4. - С.64-73.

Н.И.КАРПЕНКО, академик РААСН, Е.В.ГОРШЕНИНА, канд. техн. наук (Тольяттинский политехнический ин-т)

Метод расчета расстояния между трещинами в изгибаемых железобетонных элементах

Ни в нашей стране, ни за рубежом еще не сложилось единого мнения о теоретических предпосылках к расчету ширины раскрытия нормальных трещин и о значимости тех основных параметров, которые должны быть введены в расчет. Важным параметром в расчетах ширины раскрытия трещин a_{crc} является расстояние между трещинами l_s . Если подходить более строго, то раскрытие трещин представляет собой разность удлинения арматуры и растянутого бетона на участке между трещинами

$$a_{crc} = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{btm}) l_{crc} = \int_0^{l_{crc}} [\varepsilon_s(u) - \varepsilon_{bt}(u)] du, \quad (1)$$

где $\varepsilon_{sm}, \varepsilon_{btm}$ - соответственно средние деформации арматуры и бетона на участке между трещинами.

Обычно же деформациями растянутого бетона из-за их малости пренебрегают, и формула (1) переходит в формулу (185) СНиП II-B.1-62*

$$a_{crc} = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T, \quad (2)$$

где $l_T = k_1 n u \eta$

и в формулу СП 52-101-2003

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s,$$

$$\text{где } l_s = 0.5 \frac{A_{bt} d_s}{A_s} \quad (3)$$

При разработке СНиП II-21-75 было признано целесообразным перейти к расчету раскрытия трещин по эмпирической формуле, обобщающей многочисленные экспериментальные данные

$$a_{crc} = k c \partial \eta \frac{\sigma_a}{E_a} 20(3.5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}, \quad (4)$$

Эмпирическая формула (4) вошла в СНиП 2.03.01-84, при выводе этой формулы не ставилась задача оценить расчетом расстояние между трещинами l_s . Был разработан метод расчета ширины раскрытия нормальных трещин, который в явной форме зависит от напряжения в растянутой арматуре, коэффициента армирования сечения, вида и диаметра арматуры, длительности действия нагрузки. Для отражения физической сущности ширины раскрытия трещин в соответствии с (1) рассмотрим применимость эмпирического выражения для определения расстояния между трещинами l_s в виде

$$l_s = t_1 \varphi_2 e_o (3.5 - 100\mu) \sqrt[3]{d_s} = t_1 \varphi_2 e_o \Phi = \varphi_2 e_o \tilde{\Phi}, \quad (5)$$

где $t_1 = 1$ при $\mu > 0.005$ и $t_1 = 1 + 120(0.005 - \mu)$ при $0.0015 \leq \mu \leq 0.005$; e_o - постоянный коэффициент (устанавливается на основании опытных данных).

Принимаем, что формула (5) при $\mu > 0.005$ характеризует среднее расстояние между трещинами, когда образование новых трещин прекратилось и их число стабилизировалось. При небольших процентах армирования ($\mu \leq 0.005$) разница между моментами трещинообразования и моментом начала текучести арматуры уменьшается, и в эксплуатационной стадии процесс образования трещин может быть не законченным. В результате формула (5) при $t_1 = 1$, как показали эксперименты, будет приводить к занижению l_s . Чтобы это обстоятельство учесть, и вводится коэффициент t_1 .

Параметры $(3.5 - 100\mu)$ и $\sqrt[3]{d_s}$ заимствованы из формулы (4), которая была предложена в [1] для определения ширины раскрытия трещин. Данными исследованиями было выдвинуто предположение, что эти параметры могут характеризовать расстояние между трещинами. Для изучения зависимости между средними величинами расстояний между трещинами $l_s^{c,оп}$ и величиной Φ , включающей указанные выше параметры, применим метод корреляционного анализа и определим меру зависимости между рассматриваемыми величинами. Для удобства записи формул вычисления эмпирической регрессии введем обозначения: $l_s^{оп} = x_i$, $(3.5 - 100\mu) = y_i$ и $\sqrt[3]{d_s} = z_i$. Плоскость регрессии x на (y, z) имеет уравнение

$$x - \bar{x} = b_{x/y}(y - \bar{y}) + b_{x/z}(z - \bar{z}), \quad (6)$$

где коэффициенты регрессии $b_{x/y}$ и $b_{x/z}$ определяются через коэффициенты корреляции между парами величин x и y , x и z , y и z следующим образом

$$\left. \begin{aligned} b_{x/y} &= \frac{r_{xy} - r_{xz} r_{yz}}{1 - r_{yz}^2} \frac{s_x}{s_y}, \\ b_{x/z} &= \frac{r_{zx} - r_{xy} r_{yz}}{1 - r_{yz}^2} \frac{s_x}{s_z}. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Здесь коэффициенты корреляции между парами величин имеют вид

$$\left. \begin{aligned} r_{xy} &= \frac{\sum (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{(n-1)s_x s_y}, \quad r_{xz} = \frac{\sum (x_i - \bar{x})(z_i - \bar{z})}{(n-1)s_x s_z}, \\ r_{yz} &= \frac{\sum (y_i - \bar{y})(z_i - \bar{z})}{(n-1)s_y s_z}, \quad (\sum = \sum_{i=1}^n), \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

где n – общее число результатов эксперимента, т.е. общее число точек (x_i, y_i, z_i) , $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$ – средние значения, а s_x, s_y, s_z – эмпирические стандарты

$$s_x^2 = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}, s_y^2 = \frac{\sum (y_i - \bar{y})^2}{n-1}, s_z^2 = \frac{\sum (z_i - \bar{z})^2}{n-1} \quad (9)$$

Значимость коэффициентов корреляции проверяли путем сравнения абсолютной величины эмпирического коэффициента корреляции, умноженной на $\sqrt{n-1}$, с его критическими значениями при заданной надежности вывода P . Критические значения произведения $|r| \sqrt{n-1} = H$ для различных значений надежности вывода P и различных чисел изменений n даны в работе [4].

Анализ выполнялся по опытным данным проведенных в Иллинойском университете (США) исследований [2]. Испытывались плиты толщиной 12,7 и 17,8 см. Ширина плит равнялась 61 см, длина пролета между центрами опор составила 183 см. Плиты испытывались по балочной схеме двумя грузами. Всего испытано 23 плиты, из них: 4 плиты (CDB-1, CDB-2, CDB-3, CDB-4) армировались арматурными стержнями периодического профиля ASTM A305-65 (Американский стандарт [3]), 9 плит (CWA-5, CWB-6, CWC-7, CWC-8, CWD-10, CWE-11, CWE-12, CWA-13) армировались проволокой периодического профиля согласно ASTM A496-64. Остальные 10 плит армировались сварными сетками из проволоки периодического профиля. Подробно данные опытных образцов представлены в работе [2]. Здесь приведем характеристики образцов с минимальным, средним и максимальным значениями процента армирования μ из общего количества плит (см. таблицу).

Замеры ширины раскрытия трещин и расстояний между ними выполнялись в зоне постоянного момента. Деформации арматуры замерялись при помощи наклеенных на них тензодатчиков (их наклеивали цепочками). По показаниям отдельных тензодатчиков, которые пересекались трещинами, производились вычисления напряжений в арматуре у трещин. Данные о средних расстояниях между трещинами приводятся при напряжениях в арматуре, равных 2110, 2810, 3515 и 4220 кг/см². Авторы [2] отмечают, что вид армирования (это видно также из данных опытов) не оказал заметного влияния на расстояния между трещинами. Поэтому обработка экспериментов проводилась с одних позиций, как для арматуры периодического профиля.

Статистический анализ производился для 18 образцов по формулам для малой выборки. Средняя величина $I_s^{c,оп}$ для каждого образца определялась по четырем средним значениям $I_s^{оп}$, замеренным в опы-

тах при четырех уровнях напряжений. Не учитывались лишь при $\mu \geq 0,005$ величины, замеренные в начальный момент после трещинообразования (при $M \leq 1,2M_{6m}$). Вычисленные по формулам (9) эмпирические дисперсии (стандарты) составляют

$$S_x = 19,3; \quad S_y = 0,29; \quad S_z = 0,176.$$

Эмпирические коэффициенты корреляции между парами величин имеют следующие числовые значения:

$$\text{между } x = I_s^{оп} \text{ и } y = (3,5 - 100\mu) \quad r_{xy} = 0,62;$$

$$\text{между } x = I_s^{оп} \text{ и } z = \sqrt[3]{d_s} \quad r_{xz} = -0,233;$$

$$\text{между } y = (3,5 - 100\mu) \text{ и } z = \sqrt[3]{d_s} \quad r_{yz} = -0,75.$$

Определяем сводный коэффициент корреляции R , который является мерой зависимости между величиной x и величинами y, z

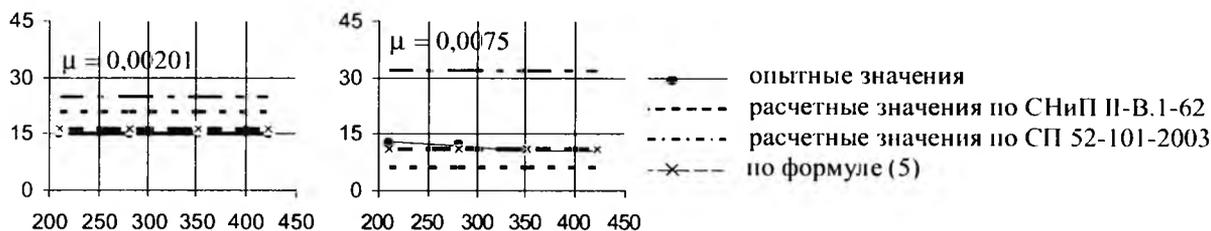
$$R = \sqrt{\frac{r_{xy}^2 + r_{xz}^2 - 2r_{yz}r_{xy}r_{xz}}{1 - r_{yz}^2}} = 0,7.$$

Отмечаем, что коэффициенты корреляции по абсолютной величине не превосходят единицы: $|r| < 1$; их значения отличны от нуля, что свидетельствует о коррелируемости рассматриваемых параметров. Проверим значимость сводного коэффициента корреляции R , т.е. проверим возможность отвергнуть гипотезу о некоррелируемости величин x, y и z . При $n = 18$ и $R = 0,7$ имеем $|R| \sqrt{n-1} = 2,89$, что превосходит даже критическое значение 2,43 при надежности $P = 0,99$; $R \neq 0$, следовательно между величиной x и величинами y, z есть корреляционная зависимость.

Результаты статистического анализа позволяют утверждать, что между параметрами $I_s^{оп}$ и $\Phi = (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d_s}$ существует тесная корреляционная зависимость. Коэффициент корреляции R является значимым, т.е. с надежностью вывода, равной 0,99, можно считать, что теоретический коэффициент корреляции отличен от нуля. Вычисляем отношение $e_0 = I_s^{c,оп} / \Phi$. Среднее значение e_0 составило 19,64. Основная ошибка среднего в связи с малой выборкой составила 0,46. В результате средняя величина e_0 получилась равной 20,1. В расчетах при определении среднего расстояния между трещинами следует принимать $e_0 = 20$. Полагаем, что значения величины e_0 являются случайными и следуют нормальному закону распределения.

Анализ результатов эксперимента проводился с помощью критерия χ^2 ("хи-квадрат"). Результаты

№ п/п	Шифр образца	h, см	h ₀ , см	A _s , см ²	μ	d, мм	R, кг/см ²	R _{np} , кг/см ²	R _p ^{оп} , кг/см ²	σ _{0,2} , кг/см ²	σ _p , кг/см ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	GDB-4	17.8	15	11.9	0.01275	15.88	277	369	16.2	4560	8100
2	GWC-8	12.7	10.2	3.47	0.00558	8.6	265	353	17.6	5550	6050
3	GWB-9	12.7	10.2	2.6	0.00418	9.05	325	433	23.0	5450	6100
4	GWD-10	12.7	10.2	4.94	0.00794	12.45	349	465	19.6	5090	6100



Графики средних опытных и расчетных расстояний между трещинами

экспериментальных исследований Иллинойского университета дополнялись опытными данными, полученными в НИИЖБ и ТГУ на изгибаемых образцах балочного типа. Результаты статистического анализа генеральной выборки суммарных данных показали, что величина e_0 следует нормальному закону распределения. Величина e_0 , вычисленная с обеспеченностью $+2S$ ($S = 2,147$, где S – средне квадратичное отклонение величины e_0) составила 24,29, а с обеспеченностью $+3S$ соответственно $e_0 = 26,44$.

Были определены расстояния между трещинами (I_s^H) по формулам СНиП II-V.1-62*. Можно отметить, что среднее значение отношений $I_s^H / \bar{\Phi}$ составило 16,94. Таким образом, методика В.И. Мурашова давала для исследованных образцов несколько заниженные средние значения I_s .

Однако расчет по формуле новых норм СП 52-101-2003 выявил завышенные значения расстояний между трещинами (I_s^{cn}), а так же соответственно среднее отношение $I_s^{cn} / \bar{\Phi}$, которое составило 54,08. Графи-

ки значений I_s , опытных и вычисленных по указанным трем методикам, приведены на рисунке.

Вычисленные значения I_s по формуле (5), СНиП II-V.1-62* и СП 52-101-2003 г., в сравнении с опытными значениями I_s^{cn} , также представлены на рисунке. Сравнительный анализ показывает, что расчетные значения I_s , полученные по формуле (5), в большей степени соответствуют опытным данным.

Библиографический список

1. Гуца Ю.П. Исследование ширины раскрытия нормальных трещин. В сб. НИИЖБ Прочность и жесткость железобетонных конструкций. Под редакцией Дмитриева С.А. и Крылова С.М., М. 1971.
2. By John P. Lloyd, Hassen M. Pejali and Clyde E. Kesler. Crack Control in One-Way Slabs Reinforced with Deformed Welded Wire Fabric Journal of the American Concrete Institute, № 5, 1969.
3. Караваев Г.А., Михайлов К.В. Современные железобетонные конструкции в США. Стройиздат, 1966.
4. Румшиский Л.З. Математическая обработка результатов эксперимента. Наука, М. 1971.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ

Н.Р.ХАБИБУЛЛИНА, канд. техн. наук, доц., Р.З.РАХИМОВ, д-р техн. наук, проф.
(Казанский государственный архитектурно-строительный ун-т)

Повышение эффективности шлакощелочных вяжущих и бетонов

Получив название «материал XX века», бетон остается основным конструкционным строительным материалом в XXI веке, определяя на обозримое будущее технический уровень развития общества и внося существенный, если не решающий, вклад в создание материальной основы современной цивилизации [1]. Дальнейшее развитие технологии бетона и железобетона неразрывно связано с необходимостью расширения номенклатуры применяемых цемен-

тов за счет разработки и внедрения экономически, экологически, технологически и технически эффективных разновидностей вяжущих, обеспечивающих получение высококачественных изделий.

Все большее внимание в России и за рубежом уделяется развитию разработок и производства бесклнкерных и малоклнкерных вяжущих веществ, в значительной мере позволяющих одновременно решать задачи снижения цементности строительства, ресурсо-

энергосбережения и охраны окружающей среды [2, 3]. К таким вяжущим, в полной мере способным конкурировать с портландцементом, относятся шлакощелочные вяжущие (ШЩВ) [4]. Бетоны на их основе (ШЩБ) не только не уступают портландцементным, но по некоторым эксплуатационным характеристикам даже превосходят их. Однако существует ряд факторов (высолы, дефицит и дороговизна щелочного компонента и т.д.), которые ограничивают масштаб-

ное применение таких бетонов в современном строительстве и определяют направления развития разработок и производства ШЩВ и ШЩБ.

Одним из перспективных направлений дальнейшего развития ШЩВ является разработка композиционных их разновидностей, отличающихся содержанием минеральных и других добавок (МД) различного происхождения и назначения. Получению композиционных шлакощелочных вяжущих (КШЩВ) посвящены систематические исследования последних лет, проводимые на кафедре строительных материалов КазГАСУ. Результаты этих исследований позволили разработать целый класс КШЩВ с добавками молотого боя керамического кирпича (БКК), кварцевого песка (КП), отработанной формовочной смеси (ОФС), золы-уноса, микрокремнезема, цеолитсодержащих пород и др. Получены нормально-, быстро- и особобыстротвердеющие КШЩВ марок до 1200 и бетоны на их основе классов до В80, марок по морозостойкости до F800 и по водонепроницаемости до W25.

Содержание добавок зависит от их химико-минералогического состава и находится в пределах от 3-10% (цеолитсодержащие породы, микрокремнезем) до более 30-50% (БКК, ОФС, КП, зола). При получении КШЩВ необходимо учитывать и зависимость их свойств от способа совмещения шлака и МД – совместного или отдельного помола с последующим смешением. К примеру, для КШЩВ с БКК более высокие прочностные характеристики достигаются при совместном помоле исходных компонентов (рис.1). В этом случае продолжительность помола до 600 м²/кг КШЩВ (при этой удельной поверхности ШЩВ имеет наилучший комплекс свойств) с добавками 30, 60 и 80% молотого БКК соответственно в 1,3 больше, в 1,5 и 2 раза меньше, чем продолжительность помола бездобавочного до удельной поверхности 300 м²/кг. При получении КШЩВ могут использоваться БКК как в виде отхода кирпичных заводов, так и продуктов разборки кирпичных стен ветхих зданий. Уже при 20%-ном содержании добавки

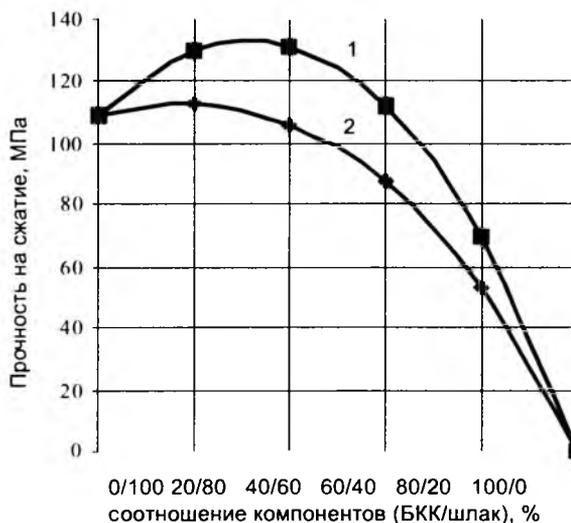


Рис. 1. Влияние способа помола компонентов КШЩВ на его прочность (состав КШЩВ: шлак Орско-Халиловского металлургического комбината (ОХМК) ($M_o=1,0$); БКК; жидкое стекло $M_c=1,5$; $\rho = 1,3 \text{ г/см}^3$)

1 – совместный помол; 2 — раздельный помол

БКК шлакощелочной камень (ШЩК) приобретает окраску, близкую по цвету и его интенсивности к характерной для керамического кирпича. Полученные результаты расширяют сырьевую базу и области применения ШЩБ на основе КШЩВ с добавками БКК.

Для таких кремнеземистых МД, как КП, ОФС и золы, более эффективным является раздельный помол. Результаты исследований влияния удельной поверхности золы в диапазоне 200-800 м²/кг (при удельной поверхности шлака $S_{уд}=300 \text{ м}^2/\text{кг}$), представленные на рис.2, показывают, что с увеличе-

нием дисперсности золы происходит повышение прочности, сопровождающееся снижением оптимального содержания добавки в составе вяжущего. Прочность ШЩВ с добавкой золы с удельной поверхностью 200 м²/кг изменяется незначительно до содержания добавки 50%, достигая максимума (60 МПа) при содержании золы 30-40%. При удельной поверхности золы 500 м²/кг максимальная прочность ШЩВ составила 90,8 МПа при содержании добавки 30%, а при удельной поверхности 800 м²/кг – 91,3 МПа при содержании золы 25%.

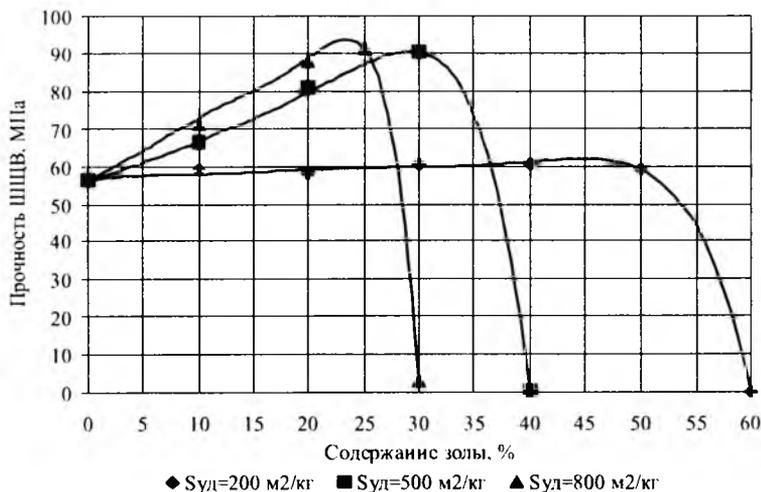


Рис.2. Влияние содержания и дисперсности золы на прочность КШЩВ на основе шлака ОХМК после ТВО

Как видно, прочность ШЩВ с добавкой 25-30% золы на 60% превышает прочность бездобавочного вяжущего (при удельной поверхности добавки 500 и 800 м²/кг). При этом в лабораторных условиях (на планетарной мельнице МПЛ-1) установлено, что для измельчения шлака до 300 м²/кг требуется столько же времени, сколько для помола КП, ОФС и золы до 650-750 м²/кг.

Свойства КШЩВ с МД (в зависимости от их вида) колеблются и при изменении основности шлака, вида щелочного компонента, условий твердения и т.д. Так, уровень увеличения прочности КШЩВ при использовании кремнеземистых МД различной гидравлической активности (при оптимальной удельной поверхности и содержании) имеет более высокие значения при твердении в условиях тепловлажностной обработки и увеличивается в ряду:

для образцов на основе нейтрального шлака ОХМК

КП > ОФС > зола-унос > микрокремнезем
5% 16% 60% 105%,

на основе кислого шлака Челябинского металлургического комбината (Мо=0,92)

КП > ОФС > зола-унос > микрокремнезем
4% 12% 30% 60%.

При исследовании влияния МД на состав и структуру вяжущих рентгенофазовым методом и методом сканирующей электронной микроскопии установлено, что для ШЩК на основе КШЩВ характерны большие объемы новообразований и закристаллизованность, более однородная и тонкозернистая структура по сравнению с контрольным составом [5]. В результате повышаются эксплуатационные характеристики ШЩК и бетонов на основе КШЩВ.

В таблице приведены сравнительные характеристики ШЩВ на основе КШЩВ (шлак ОХМК) с добавками золы (при содержании 30% и S_{уд}=500 м²/кг) и затворителем из соды (ρ=1,15 г/см³) и КШЩВ с 30% БКК (S_{уд} КШЩВ 300-350 м²/кг) и затворителем из жидкого стекла (ρ=1,3 г/см³, Мс=1,5) и ШЩВ на

Показатели	Вид вяжущего			
	затворитель – сода		затворитель-жидкое стекло	
	ОХМК	ОХМК+зола	ОХМК	ОХМК+БКК
Рсж (куб.), МПа	34,1	45,9	75,8	85,3
Рсж (призм.), МПа	19,0	27,3	53,6	60,2
Класс	25	30	50	55
Модуль упругости, 10 ⁻³ МПа	25,0	31,0	40,0	52,6
Водонепроницаемость (W)	20	8	25	20
Морозостойкость (F)	600	500	800	600
Средняя плотность, кг/м ³	2400	2410	2440	2410

бездобавочных ШЩВ. В качестве крупного заполнителя при изготовлении образцов использовался гранодиоритовый щебень, мелкого – кварцевый песок. Состав ШЩВ — Ш:П:Щ = 1:1,1:3,4 при расходе шлака на 1 м³ – 385,5 кг и растворошлаковом отношении 0,32-0,35.

Данные таблицы показывают, что использование добавок золы и БКК позволяет повысить прочность и модуль упругости ШЩВ. Морозостойкость и водонепроницаемость ШЩВ на КШЩВ снижаются, оставаясь тем не менее на высоком для бетонов уровне.

Помимо возможности замены в составе КШЩВ части шлака минеральной добавкой и повышения их прочностных характеристик, выявлены и другие положительные свойства шлакощелочного камня на основе КШЩВ. К примеру, в отличие от смешанных вяжущих на портландцементях с кремнеземистыми МД, такими как зола, ОФС, КП и микрокремнезем, при твердении по крайней мере в течение 1 года, они не снижают скорости набора прочности по сравнению с образцами на основе бездобавочного ШЩВ. Кроме того, добавки БКК, золы и микрокремнезема снижают уровень высолообразования до полного устранения. Методом оптического-эмиссионной спектроскопии установлено, что при оптимальном содержании золы содержание свободной щелочи снижается на 10%, а БКК – на 18%.

В результате проведенных исследований установлено положительное влияние минеральных добавок природного и техногенного происхождения на состав, структуру и свойства композиционных шлакощелочных вяжущих, растворов и бетонов на их основе. Полу-

чены нормально-, быстро- и особо-быстротвердеющие КШЩВ марок до В80, марок по морозостойкости до F800 и по водонепроницаемости до W25.

Библиографический список

1. Баженов Ю.М., Рахимов Р.З. Достижения, проблемы и направления развития теории и практики строительного материаловедения// «Достижения, проблемы и направления развития теории и практики строительного материаловедения», Десятые академические чтения РААСН. – Пенза-Казань. – 2006. – с.3-7.
2. Брандштетт И. (Технический университет. Брно). Некоторые перспективы неорганических композиционных материалов 21 века//Строительные материалы, оборудование и технологии. – 2001. - №7. – с.10-12.
3. Рахимов Р.З. Достижения, проблемы и перспективные направления развития исследований и производства шлакощелочных вяжущих и бетонов// «Достижения, проблемы и направления развития теории и практики строительного материаловедения», Десятые академические чтения РААСН. – Пенза-Казань. – 2006. – с.57-59.
4. Глуховский В.Д. Щелочные вяжущие системы//Цемент. – 1990. - №6. – с.3-7.
5. Хабибуллина Н.Р., Рахимов Р.З., Рахимов М.М., Соколов А.А., Морозов В.П. Исследование состава и структуры искусственных шлакощелочных камней на основе композиционных шлакощелочных вяжущих// «Достижения, проблемы и направления развития теории и практики строительного материаловедения», Десятые академические чтения РААСН. – Пенза-Казань. – 2006. – с. 406-408.



С.М. СКОРОБОГАТОВ, д-р техн. наук, проф., член-корр. РААСН, заслуженный деятель науки РФ (УрГУПС)

Живучесть как основа для определения долговечности изгибаемых железобетонных конструкций при обследовании

В журнале регулярно публикуются статьи, посвященные чрезвычайно важной и трудно решаемой проблеме – долговечности железобетона. Безусловно, эта проблема должна решаться с помощью разных подходов и путей, в том числе с применением новой методики живучести.

Живучесть изгибаемых элементов в данной работе означает степень работоспособности конструкции и является основой для определения ее долговечности (остаточного ресурса). Методика живучести изгибаемых элементов предполагает проверку стадий работы на отсутствие или наличие повреждений в сжатой зоне в виде опасных продольных мезо- или макротрещин, определяющих долговечность под влиянием длительно действующей нагрузки или агрессивной среды, а также ремонтпригодность и целесообразность восстановления конструкций при ликвидации последствий от катастроф. Существо вычислительного процесса при проектировании заключается в ограничении продольных напряжений в сжатой зоне или выяснении при затрудненных условиях обследования специальных параметров живучести на основе глубины и ширины нормальных трещин.

Долговечность бетона в связи с его коррозией изучается давно, и ей посвящены солидные монографии [1,3] и обстоятельные научные статьи [4,5]. Имеются смелые попытки построения методики определения степени воздействия различных видов коррозии на остаточный срок эксплуатации в годах [6,7]. Согласно общеизвестной классификации [1], можно привести три основных вида коррозии. Первый называют карбонизацией бетона. Он вызывает процесс “выщелачивания” извести под воздействием углекислого газа. Второй тип коррозии – “кислотный”, характерный, например, для очистных канализационных сооружений. Он обуславливает перерождение цементного камня в амфорную, пористую структуру. Третий тип связан с образованием в порах бетона расширяющихся кристаллов, приводящих к разрушению его структуры. Это “сульфатная” коррозия бетона. Кроме этих основных видов коррозии, отмечаются другие, так называемые “внутренние” коррозии, к которым относят морозные циклы, солевое и морское разрушение.

В некоторых научных работах приводится методика определения остаточного срока эксплуатации конструкций в годах при различных видах коррозии. Однако в реальных условиях при обследовании натуральных массивных и протяженных конструкций (мостов, резер-

вуаров для сточных вод и т.п.) в силу их недоступности и отсутствия информации о них трудно или почти невозможно получить исходные данные как параметры, необходимые для подсчета остаточного срока эксплуатации. К таким трудно добываемым параметрам относят глубину коррозии, ее скорость и даже вид коррозии, особенно ее третий вид. Для конструкций, прослуживших 50 ... 70 лет, особенно довоенной постройки, проектная документация, как правило, отсутствует. Подсчет накопления повреждений в сооружениях по годам никто не осуществлял. После проведения капитального ремонта остаточный срок эксплуатации никто не вычислял. История строительства давнишних сооружений почти не фиксируется в соответствующих паспортах.

Вследствие низкого качества бетонирования и проката арматуры систематические ошибки могут перекрывать поле нормального распределения, принятого для бетона и стали. Для массивных и протяженных конструкций в существующих теориях долговечности не предусматривается масштабный коэффициент. Построить расчетную модель для определения проектного или остаточного срока эксплуатации невозможно. В условиях остро мотивированного обследования, предаварийного состояния получение остаточного срока эксплуатации в 1...5 лет выглядело бы юридически рискованным. В трудно контролируемых воздействиях сурового климата и недоступных условиях осмотра высоких сооружений использование принципов моторесурсов из машиностроения малообоснованно. Отсутствие систематического и квалифицированного контроля во время эксплуатации делает попытки расчета срока эксплуатации в годах для натуральных сооружений условными.

На пути использования существующих теорий долговечности имеется препятствие принципиального порядка, которое заключается в неучете фундаментального свойства изгибаемых элементов – малой чувствительности их несущей способности на изгиб от прочности бетона в сжатой зоне. Элементарные расчеты по СНиП 2.03.01 – 84* [8] показывают, что для балки, ригеля прямоугольного сечения независимо от его высоты при одном и том же проценте армирования $\mu = 0,5\%$ и арматуре класса А-III снижение прочности бетона в два раза (В25 и В12,5 МПа) приводит к снижению несущей способности на изгиб только на 10 %. Это фундаментальное свойство изгибаемых элементов обуславливает главный фактор при определении надеж-

ности и долговечности железобетонных плит, балок, ригелей. Неучетом этого свойства страдают многие теории долговечности.

Таким образом, прямое применение существующих методик определения остаточного срока эксплуатации только по осевому сжатию бетона для изгибаемых элементов недостаточно правомерно. Проблему долговечности надо решать с учетом особой конструктивной характеристики изгибаемого и других элементов.

Удивительно, что некоторые исследователи пытаются разрабатывать методики по долговечности независимо от вида напряженного состояния (изгиб, внецентренное сжатие и растяжение, главные растягивающие напряжения) и стадии работы конструкции без распознавания микро-, мезо-, макротрещин по О.Я. Бергу [9].

Для решения проблемы долговечности имеется физически достоверный путь, основанный на современном сейсмоакустическом методе исследования глубинных слоев бетона, реальном определении напряженного состояния и продольного трещинообразования, применении параметров живучести и масштабных коэффициентов. Предлагаемая методика живучести для выяснения долговечности в битах состоит из пяти этапов.

Первый этап включает ускоренный сейсмоакустический метод исследования глубинных слоев бетона для протяженных конструкций и сооружений (100м и более) с локальными диапазонами 1 ... 4 м [10]. Наиболее слабые участки бетона изучаются традиционными методами: склерометрическим и ультразвуком. Этот метод позволяет изучать глубинные слои бетона, минуя поверхностные поврежденные участки. Соотношения между скоростями поперечных и продольных волн позволяют наметить направление и расположение продольных или поперечных мезо- и макротрещин. Цветная картина томографии дает представление о наиболее слабых местах в обследуемом объекте и позволяет даже наметить схему продольных и поперечных трещин для дальнейшего использования в новой методике живучести.

Второй этап – это использование глубины x_{crc} и ширины a_{crc} раскрытия поперечных (нормальных) трещин для выяснения реального напряженно-деформированного состояния изгибаемой конструкции. Для всех видов коррозии ведущим, неотвратимым и общим процессом является нарушение структуры (деструкция) бетона. Развитие в нем продольных мезо- и макротрещин является неконтролируемым процессом, так же как и скорость коррозии бетона. Мониторинг за этими явлениями невозможен. Однако все эти стохастические изменения структуры и прочности бетона в конечном счете интегрируются в более или менее детерминированные итоговые оценки в виде x_{crc} и a_{crc} (рис.1). По существу, только две физические величины – глубина x_{crc} и ширина a_{crc} определяют напряженно-деформированное состояние элемента на момент обследования. Все виды коррозии влияют на прочность бетона в сжатой зоне, а через нее суммарно отражаются в виде величин x_{crc} и a_{crc} . Количество арматурных стержней и напряжение в них определяются как производные от этих величин. Остаточный после коррозии

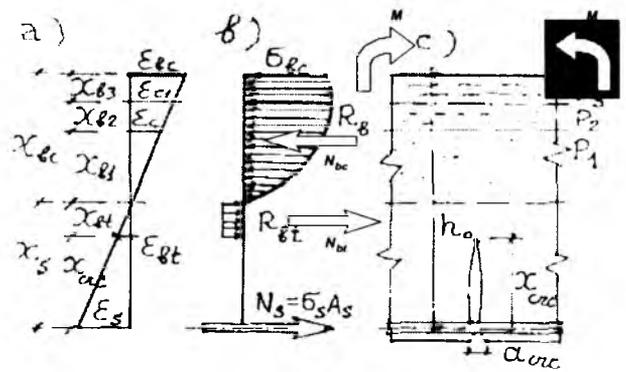


Рис.1. Кинематическая схема плоского сечения (а), эпюра напряженного состояния (в) и схема продольных трещин в сжатой зоне (с)

диаметр арматурного стержня при небольшом уточнении можно определить по методике [6].

Согласно гипотезе плоского сечения (рис.1,а), вначале следует определить величину относительных удлинений $\epsilon_s = \sigma_s / E_s$. Для этого можно воспользоваться формулой (144) из СНиП 2.03.01 – 84* [8]:

$$a_{crc} = \delta \cdot \varphi_1 \cdot \eta \cdot (\sigma_s / E_s) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \mu) \cdot (d)^{0,333}, \text{ мм} \quad (1)$$

Формулу (1) необходимо несколько видоизменить, чтобы перейти от обеспеченности $P = 0,95$ к $P = 0,5$ [11]. Относительное удлинение $\epsilon_s = \sigma_s / E_s$ можно также получить из формулы В.И. Мурашева (7,1) из [12], но в современных обозначениях:

$$a_{crc} = \psi_s \sigma_s l_{crc} / E_s, \quad (2)$$

где l_{crc} – расстояние между трещинами, которое можно определить из [12] или из натуральных измерений.

Напряжение σ_s в арматуре определяется также через изгибающий момент, если известна действующая нагрузка:

$$\sigma_s = M / A_s Z \text{ или } \sigma_s = (M - P(Z - e_{sp})) / A_s Z. \quad (3)$$

В научной отечественной и зарубежной литературе имеются и другие предложения по определению величины ϵ_s .

Согласно рис.1,а, кинематика плоского сечения характеризуется следующими соотношениями:

$$\begin{aligned} (\epsilon_s - \epsilon_{bt}) / \epsilon_s &= x_{crc} / x_s; \quad x_s / \epsilon_s = x_{crc} / (\epsilon_s - \epsilon_{bt}); \\ \epsilon_{bc} / \epsilon_s &= x_{bc} / x_s. \end{aligned} \quad (4)$$

Это дает возможность определить высоты отдельных частей сечения

$$\begin{aligned} x_{bc} &= h_0 - x_s; \quad x_{bt} = \epsilon_{bt} x_s / \epsilon_s; \quad \xi_{bc} = x_{bc} / h_0; \\ \xi_{bt} &= x_{bt} / h_0. \end{aligned} \quad (5)$$

Вычисления по кинематике заканчиваются опреде-

лением относительной деформации в крайнем сжатом волокне бетона, которая равна

$$\varepsilon_{bc} = \varepsilon_s x_{bc}/x_s \quad (6)$$

В качестве третьего этапа следует процедура теоретического определения напряжения в крайнем сжатом волокне.

Напряжения в сжатом бетоне можно определить по любой подходящей из известных формул для зависимости $\sigma - \varepsilon$. Ради стандартизации и упрощения следует обратить внимание на формулы для кривых $\sigma_s - \varepsilon_s$, рекомендованных в нормах Eurocode 2 [13]:

$$\sigma_c = f_{cm} (k\eta - \eta^2) / (1 + (k - 2)\eta), \quad (7)$$

где $\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1}$.

Переход от средней кубиковой прочности $R_{куб}$, замеренной во время обследования, к призменной (или цилиндрической) высокой прочности лучше всего осуществлять, пользуясь данными работы [14]. Среднюю прочность бетона на растяжение при этом наиболее обоснованно определять по известной формуле Фере.

Равнодействующие N_{bc} , N_{bt} , N_s требуют проверки по условию равенства суммы проекций всех сил на продольную ось, т.е. $\Sigma X = 0$:

$$-N_{bc} + N_{bt} + N_s = 0 \quad (8)$$

Выражение для равнодействующей сжатой зоны бетона имеют сложную форму. Рассмотрим более простой случай, когда $K = 2$ в формуле (7), что соответствует формуле ЕКБ – ФИП 1970:

$$\sigma_b = R_b (2\eta - \eta^2), \quad (9)$$

где $\eta = \varepsilon_b/\varepsilon_{bm}$; ε_{bm} – относительная деформация бетона при сжатии, когда $\sigma_b = R_b$. Согласно формуле (9), равнодействующая бетона N_{bc} равна [15]:

$$N_{bc} = b \int \sigma_b dx = R_b b X_{bc} (\varepsilon_b/\varepsilon_{bm} - \varepsilon_b^2/\varepsilon_{bm}^2 / 3\varepsilon_{bm}), \quad (10)$$

где σ_b и другие обозначения видны из рис. 1. В формуле (10) пределы интегрирования: от 0 до X_{bc} . Для значений напряжения $\sigma_b = R_b = R_{цикл} = 10, 15, 20, 25, 30, 35$ и 40 МПа относительную деформацию можно принять как $\varepsilon_{bm} = 0,0015; 0,00167; 0,0018; 0,00191; 0,00203; 0,00215; 0,00222$.

Если в случае большого разброса прочности бетона и других случайных внешних воздействий на величину $x_{сгс}$ проверка по условию равенства $-N_{bc} + N_{bt} + N_s = 0$ не удовлетворяется, то следует уточнить значение относительной высоты сжатой зоны $\xi_{bc} = x_{bc}/h_0 = 1 - \xi_s$ из развернутого уравнения $\Sigma X = 0$, составленного на основе средних кривых деформаций бетона и арматуры.

Для более простого случая зависимости $\sigma_b - \varepsilon_b$ (9) ЕКБ – ФИП 1970 г. уравнение $\Sigma X = 0$ приобретает кубическое выражение:

$$(1 + 3\varepsilon_{bm}/\varepsilon_s - 3w R_{bt} \varepsilon_{bt} \varepsilon_{bm}^2 / (R_b \varepsilon_s^3)) \xi_s^3 -$$

$$- (3 + 6\varepsilon_{bm}/\varepsilon_s + 3\sigma_s \mu_s \varepsilon_{bm}^2 / R_b \varepsilon_s^2) \xi_s^2 + (3 + 3\varepsilon_{bm}/\varepsilon_s) \xi_s - 1 = 0, \quad (11)$$

где $w = 1,0$ – коэффициент полноты эпюры растянутой зоны бетона (рис. 1,б); μ – коэффициент армирования изгибаемого элемента; $\xi_s = x_s/h_0$ – полная относительная высота растянутой зоны поперечного сечения, включающей глубину трещины $x_{сгс}$ и высоту растянутой зоны бетона x_{bt} .

Кубическое уравнение (11) относительно величины ξ_s можно просто решить методом Ньютона и программой Excel (электронных таблиц).

Кроме проверки по уравнению $\Sigma X = 0$, необходимо произвести сравнение суммарного момента изгибаемого элемента с действующим моментом от внешних нагрузок $\Sigma M = 0$:

$$[M] = M_{bc} + M_{bt} + M_s \quad (12)$$

Внутренние моменты определяются относительно нейтральной оси (рис. 1,в).

В результате вычислений по третьему этапу получаем основные величины, характеризующие напряженно-деформированное состояние изгибаемого элемента:

$$\sigma_{bc}, \sigma_{bt} = R_{bt}; \xi_{bc} = x_{bc}/h_0 \text{ и } \xi_{bt} = x_{bt}/h_0 \quad (13)$$

Теоретически определяемая величина X_s и соответственно другие величины (13), полученные на основе кривых деформаций бетона и арматуры, оказались достаточно информативными и устойчивыми, чтобы успешно использовать их в методике живучести.

Использование более сложной зависимости $\sigma - \varepsilon$ (7) из Eurocode [13] в уравнении $\Sigma X = 0$ приводит к более сложным уравнениям (см. [15], стр. 201 – 208).

На четвертом этапе расчета находится обобщенная характеристика напряженно-деформированного состояния, адекватно определяемая единым параметром живучести, вычисляемым по формуле:

$$H_{ser} = \sigma_{bc} \xi_{bt} / R_{bt} \xi_{bc}, \text{ бит.} \quad (14)$$

На рис. 2 показана кривая живучести для железобетонного изгибаемого элемента высотой сжатой зоны $x_{bc} \cong 30$ см. Можно приближенно принять высоту x_{bc} как половину высоты сечения изгибаемого прямоугольного элемента, т.е. $x_{bc} \cong 0,5 h$. На этой кривой в зависимости от соотношения действующего и предельного моментов M/M_u показана схематически работа различных изгибаемых элементов, где $H_{ser} \cong 1,48$ – образование нормальных трещин, соответствующее поперечной трещиностойкости элемента; $\text{Lim } H_{ser} \cong 1,32$ – предельная живучесть или трещиностойкость по продольным трещинам в сжатой зоне изгибаемого элемента; M_{max} – соответствует моменту, когда σ_{bc} равно $f_{acь} = \bar{R}_b$; M_i/M_{max} – соотношение, учитывающее в конечной стадии исчерпание нисходящей ветви на кривой бетона.

Конкретные величины параметров H_{ser} на основе простой формулы (9) помещены в табл. 7.4 [16]. Наи-

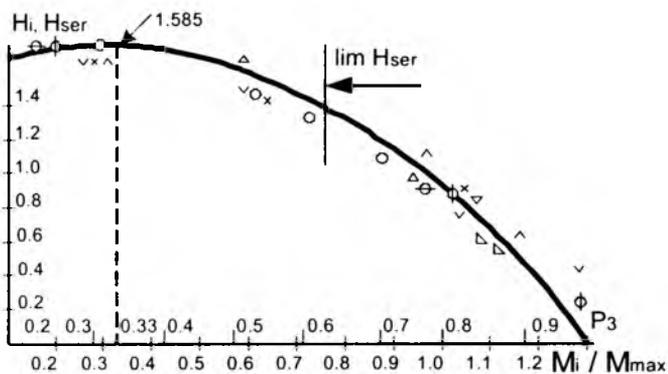


Рис.2. Сопоставление кривой информационной энтропии H_i по К.Э.Шеннону с параметрами живучести H_{ser} по результатам экспериментов различных авторов и расчета балок (Л.Л.Паньшин)

P_3 – вероятность появления макротрещин;

M_i / M_{max} – соотношение изгибающих моментов;

○ $P_l = 0.005, f_{cube} = 32.1 \text{ MPa}, A400$, Л.Л.Паньшин (2003)

▽ $P_l = 0.00785, f_{cube} = 44.5 \text{ MPa}, 20G2AV$, В.В.Домнин (1974)

△ $P_l = 0.00863, f_{cube} = 42.2 \text{ MPa}, 20G2AV$, В.В.Домнин (1974)

× $P_l = 0.0166, f_{cube} = 36.2 \text{ MPa}, A400$, М.А.Беккиев (1985)

⊖ $P_l = 0.015, f_{cube} = 32.1 \text{ MPa}, A400$, Л.Л.Паньшин (2003)

√ $P_l = 0.0225, f_{cube} = 23.3 \text{ MPa}, 15GV$, В.В.Домнин (1974)

△ $P_l = 0.025, f_{cube} = 65.0 \text{ MPa}, 80Si$, В.В.Дегтерев (1969)

φ $P_l = 0.030, f_{cube} = 32.1 \text{ MPa}, A400$ Л.Л.Паньшин (2003)

▷ $P_l = 0.050, f_{cube} = 65.0 \text{ MPa}, 80Si$, В.В.Дегтерев (1969)

большая величина $H_{ser} = 1,585$ соответствует упруго-пластической работе изгибаемого элемента (без трещин).

С точки зрения истории возникновения новой методики следует отметить, что величина $H_{ser} = 1,585$ впервые появилась в результате дополнительного анализа поведения изгибаемых балок из работы канд. техн. наук В.В. Домнина, выполненной под руководством автора. Необходимость более глубокого теоретического и физического обоснования этой величины привело в конечном счете к обращению к информационной энтропии H_i по К.Э. Шеннону ($H_i = 1,585$) и иерархии трещинообразования по М.М. Холмянскому и Ю.В. Зайцеву.

Удивительное совпадение на кривых H_i и H_{ser} величины 1,585 [15] при трехступенчатой иерархии в трещинообразовании послужило сильным мотивом к разработке новой методики. Замечательное свойство параметра H_{ser} заключается в том, что эта величина почти не зависит от прочности бетона и процента армирования изгибаемого элемента.

Долговечность изгибаемой конструкции обеспечивается, если ее живучесть H_{ser} больше критерия живучести $\lim H_{ser}$:

$$H_{ser} \geq \lim H_{ser} \quad (15)$$

Расчетный и физический смысл условия (15) заключается в ограничении величины сжимающих напряжений в крайнем волокне σ_{bc} величиной расчетного сопротивления бетона R_b [8], т.е. состоит в том, чтобы не допустить появления продольных трещин в сжатой зоне бетона:

$$\sigma_{bc} \leq \gamma_{b2} R_b \quad (16)$$

где $\gamma_{b2} = 0,9$ коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузок в массивных и протяженных сооружениях.

Условие (16) применяется для крайнего сжатого волокна реальной, а не для условной блочной эпюры сжатой зоны. Это условие особенно актуально для элементов со средним и большим процентом армирования, так как оно ставит эти элементы в одинаковые условия с элементами с малым процентом армирования по степени безопасности.

При условии $\gamma_{b2} \leq 1,0$ это ограничение составляет 60 % от средней призмной прочности R_b , а при $\sigma_{bc} \leq 0,9 R_b$ ограничение составляет 54 % от R_b . Кроме того, в требовании (16) необходимо учесть факт раннего трещинообразования для бетона малой прочности по О.Я. Бергу. Согласно его физическим основам теории прочности [9], для призмной прочности бетона $R_{пр} = 10, 20, 30$ и 40 МПа следует учесть, по нашему мнению, понижающий коэффициент $\gamma_{crс}$ соответственно 0,487; 0,745; 0,89 и 1,0, т.е. применить условие:

$$\sigma_{bc} \leq \gamma_{b2} \gamma_{crс} R_b \quad (17)$$

Требование по ограничению сжимающих напряжений с целью недопущения продольных трещин в сжатой зоне автор обнаружил в Eurocode 2 [13] (глава 7), изданного значительно позднее. В Eurocode [13] рекомендуются более жесткие ограничения сжимающих напряжений во избежание появления продольных трещин. Так, только для площади бетона, подвергнутой коррозии от хлоридов, морской воды и морозных циклов, предлагается ограничивать сжимающие напряжения величиной 60 % от нормативной цилиндрической прочности. От средней величины цилиндрической прочности $f_{cm} = 12, 20, 30$ и 40 МПа это ограничение будет еще больше (соответственно 36, 43, 47 и 50 %). Таким образом, здесь тоже учитывается более раннее микро-трещинообразование для менее прочных бетонов.

В условиях обследования не всегда можно воспользоваться требованиями (16) и (17), так как величину расчетного сопротивления R_b трудно получить или обосновать в процессе обследования. Процедура ограничения продольных сжимающих напряжений в изгибаемом элементе действующего сооружения маловероятна, если неизвестна прочность бетона в момент возведения и величина R_b . Напротив, условие (15) интегрально аккумулирует все виды воздействий коррозии

и нагрузок и представляется правомерным. Кривая H_{ser} (см. рис. 2) представляет собой не только схему – иллюстрацию требования (15), но имеет самостоятельное значение в проблеме напряженного состояния и долговечности. Важно отметить, что при обследовании требование (15) определяет целесообразность усиления, восстановления, реновации исследуемых железобетонных сооружений и конструкций.

Пятый этап вычислений связан с определением масштабного коэффициента $\gamma_m = N_i / N_3$ и физическим обоснованием кривых живучести H_{ser} . Методика живучести основана на признании факта иерархии трещинообразования в изгибаемых конструкциях разного масштаба и на принципе информационной энтропии, применяемом для раскрытия неопределенности при трещинообразовании [15–18].

Определение остаточного резерва живучести (в битах) можно представить как дополнение к нормативной методике расчета по второй группе предельных состояний, т.е. как расчет по ограничению продольных трещин в сжатой зоне изгибаемых элементов (продольная трещиностойкость). Определение долговечности с помощью критерия живучести дает возможность последователю перейти со скользкого пути определения остаточного срока эксплуатации в годах на юридически защищенную позицию со ссылкой на R_b из норм.

Библиографический список

1. Москвин В.М., Иванов Ф.И., Алексеев С.Н., Гузев Е.А. Коррозия бетона и железобетона. Методы их защиты. – М.: Стройиздат, 1980. – 526 с.
2. Ратинов В.Б., Иванов Ф.М. Химия в строительстве. – М.: Стройиздат, 1977. – 220 с.
3. Чирков В.П., Клюкин В.И., Федоров В.С., Швидко Я.И. Основы теории проектирования строительных конструкций. Железобетонные конструкции // Учебное пособие. – М.: УМК МПС РФ, 1999. – 371 с.
4. Подвальный А.М. О классификации видов коррозии бетона // Бетон и железобетон. – 2004. – № 2. – с. 23 – 27.
5. Розенталь Н.К., Чехний Г.В. Стойкость бетонов в газовой среде коллекторов сточных вод // Бетон и железобетон. – 2002. – № 5. – с. 23 – 25.

6. Васильев А.И. Оценка коррозионного износа рабочей арматуры в балках пролетных строений автодорожных мостов / Бетон и железобетон. – 2000. – № 2. – с. 20– 22.

7. Пухонто Л.М. К расчету железобетонных конструкций инженерных сооружений с учетом деградации структуры и свойств материалов // Бетон на рубеже третьего тысячелетия / Первая Всероссийская конференция по проблемам бетона и железобетона. Книга 2. – М.: Асс. "Железобетон", 2001. – с. 778 – 792.

8. СНиП 2.03.01 – 84* Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Минстрой России, 1996. – 77 с.

9. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М.: Стройиздат, 1961. – 96 с.

10. Скоробогатов С.М. Методика ускоренного исследования протяженных и массивных железобетонных конструкций / Ресурс- и энергосбережение как мотивация творчества в архитектурно-строительном процессе / Труды годичного собрания РААСН. Москва – Казань, РААСН, 2003. – с. 322–325.

11. Скоробогатов С.М. Рекомендации по определению резерва живучести для железобетонных конструкций, поврежденных нагрузкой неизвестной величины // Известия Вузов. Строительство. – 1998. – № 6. – с. 4–7.

12. Инструкция по проектированию железобетонных конструкций (к СНиП II-8.1 – 62). – М.: Стройиздат, 1968. – с. 211 – 213.

13. Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1.1 : general rules and rules for buildings. – Brussels: CEN, 2003. – 225 p.

14. Гуца Ю.П., Ларичева И.Ю. Коэффициенты призмочной прочности обычного тяжелого и мелкозернистых бетонов // Бетон и железобетон. – 1984. – № 4. – с. 37 – 38.

15. Скоробогатов С.М. Принцип информационной энтропии в механике разрушения инженерных сооружений. Элементы теории техногенных и природных катастроф // Бетон на рубеже третьего тысячелетия / Первая Всероссийская конференция по проблемам бетона и железобетона / Секционные доклады. Книга 2. – М.: Ассоциация "Железобетон", 2001. – с. 827 – 835.

16. Скоробогатов С.М. О проекте дополнения к СНиП 2.03.01 – 84* Бетонные и железобетонные конструкции // Известия Вузов. Строительство. – 1998. – № 3. – с. 52 – 56.

17. Skorobogatov S. M. The principle of information entropy in fracture mechanics of buildings – elements of catastrophe theory / Proceedings of International seminar held at the University of Dundee. Scotland, UK, on 5–6 September. – Dundee: Thomas Telford, 2002. – pp. 415 – 422.

18. Скоробогатов С.М. Основы теории катастроф для расчета крупногабаритных конструкций // Бетон и железобетон. – 1993. – № 10 – с. 26–28

Г.М. КОНДРАШОВ, канд. техн. наук (филиал ФГУП КТБ ЖБ ИЦ "ЮГСТРОЙ" РОССТРОЙ РФ)

Коррозионная стойкость бетонов, модифицированных латексами винилового ряда

Правильный выбор способа предотвращения коррозии бетона и железобетона в конструкциях и изделиях, гарантирующего требуемую долговечность сооружения в целом, позволяет, как правило, существенно сократить объем и стоимость ремонтно-восстановительных работ, а в отдельных случаях полностью исключить их и обеспечить проектные сроки долговечности сооружений.

Основываясь на современных представлениях о физико-химических поверхностных явлениях и теории

контактных взаимодействий, можно изменить в нужном направлении свойства цементного теста, бетонной смеси и самого бетона введением химических специфических добавок (модификаторов) в цементные системы. Наиболее полно проблемы модифицированных бетонов с учетом отечественного и зарубежного опыта изложены в монографии [1].

Коррозионная стойкость модифицированных растворов и бетонов зависит от природы полимеров, полимерцементного отношения и свойств агрессивных

химических веществ. С точки зрения возможности прогнозирования сроков службы строительных конструкций наибольший интерес представляет изучение коррозионной стойкости бетонов и растворов, модифицированных водной дисперсией полимера. Ранее нами были проведены исследования [2] по определению оптимального содержания полимера, при котором обеспечивается максимальная химическая стойкость. Исследования показали, что оптимальное полимерцементное соотношение для латекса ВДВХМК-65Е-ВДК находится в области 0,07–0,10. При этом отношении П/Ц формируется оптимальная полимерцементная структура.

С целью установления коррозионной стойкости модифицированных бетонов их испытывали в различных агрессивных средах: азотной, серной и соляной кислотах, а также в растворах сульфата и хлорида натрия. Коррозионную стойкость оценивали по потере прочностных показателей. Характер изменения зависимости коэффициентов химической стойкости от времени выдержки в 10%-ной агрессивной среде представлен на рисунке. Аналогичный вид имеют эти зависимости и в остальных исследованных средах, однако по абсолютным величинам они различаются.

Экспериментами установлено, что исследованные агрессивные среды по степени воздействия на физико-химические характеристики модифицированных растворов располагаются в ряд: соляная кислота > серная кислота > азотная кислота > сульфат натрия > хлорид натрия > бензин. В солевых растворах стойкость модифицированных бетонов значительно повышается.

Известно, что скорость протекания реакций (изменение количества компонента реакции в единицу времени t в единицу объема) пропорциональна количеству реагента $[A]$

$$\frac{d}{dt} [A] = -k[A], \quad (1)$$

где k - константа скорости химического процесса, зависящая от температуры (закон Аррениуса) [3]:

$$k = k_0 \exp\left[-\frac{E}{RT}\right], \quad (2)$$

где T - абсолютная температура ($T=273+T^{\circ}\text{C}$); E - энергия активации.

Поскольку концентрация реагентов практически не зависит от температуры, аналогичное (2) соотношение получается и для скорости коррозионных процессов [3]:

$$v = v_0 \exp\left[-\frac{E}{RT}\right] \quad (2')$$

Полагая, что прочность пропорциональна остаточному количеству реагентов, из (1) следует экспоненциальная зависимость прочности от времени нахождения образцов в агрессивной среде. Таким образом, можно предложить следующую модель динамики потери прочности образцов в агрессивной среде:

$$\frac{S}{S_0} = \exp[A_0 \eta t], \quad (2'')$$

где S - прочность образца (кг/см^2) после его нахождения в течение времени t в агрессивной среде; S_0 - начальное значение прочности образца (кг/см^2); η - концентрация раствора ($0 < \eta < 1$); t - время нахождения пленки (сутки) в агрессивной среде; A_0 - константа (определяется опытным путем).

Параметр A_0 , входящий в модель (2), определяли по результатам измерений в различных режимах, решая линеаризованную систему уравнений методом наименьших квадратов:

$$\ln\left[\frac{S_i}{S_0}\right] = A_0 \eta_i t_i, \quad \text{для } i=1, M, \quad (3)$$

где M - число измерений, проводимых для каждого образца в каждой среде.

Применив метод наименьших квадратов к линеаризованной относительно величины A_0 системе (3), получим:

$$\varepsilon^2 = \sum_{i=1}^M [\ln(S_i/S_0) - A_0 \eta_i t_i]^2 \Rightarrow \min, \quad (4)$$

где ε^2 - сумма квадратов невязок уравнений (3).

Приравнявая нулю частную производную

$$\frac{\partial \varepsilon^2}{\partial A_0} = 2 \sum_{i=1}^M \eta_i t_i [\ln(S_i/S_0) - A_0 \eta_i t_i] = 0,$$

найдем величину коэффициента A_0 , минимизирующую сумму квадратов невязок

$$A_0 = \frac{\sum_{i=1}^M \eta_i t_i \ln(S_i/S_0)}{\sum_{i=1}^M \eta_i^2 t_i^2} \quad (5)$$

Результаты расчета параметра A_0 по данным измерений для каждой из агрессивных сред представлены в таблицах 1 и 2.

В них приведены относительные среднеквадратические значения невязок, рассчитанные для каждой среды

$$\delta_A [\%] = 100 \left[\frac{\sum_{i=1}^M [\ln(S_i/S_0) - A_0 \eta_i t_i]^2}{\sum_{i=1}^M [\ln(S_i/S_0)]^2} \right]^{1/2} \quad (6)$$

Точность аппроксимации экспериментальных данных экспоненциальной моделью оценивалась среднеквадратическим отклонением модельного соотношения (2) от значений в измеренных точках

Таблица 1

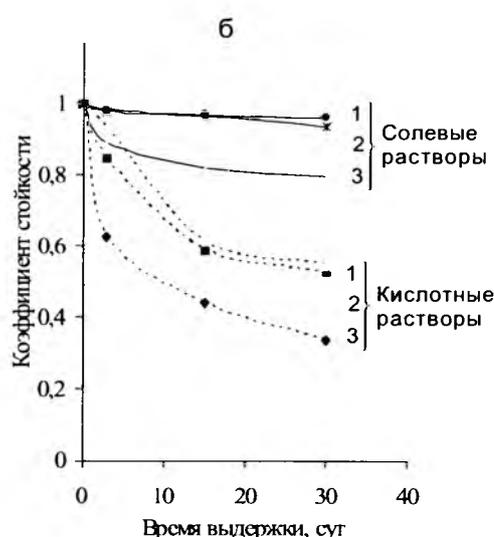
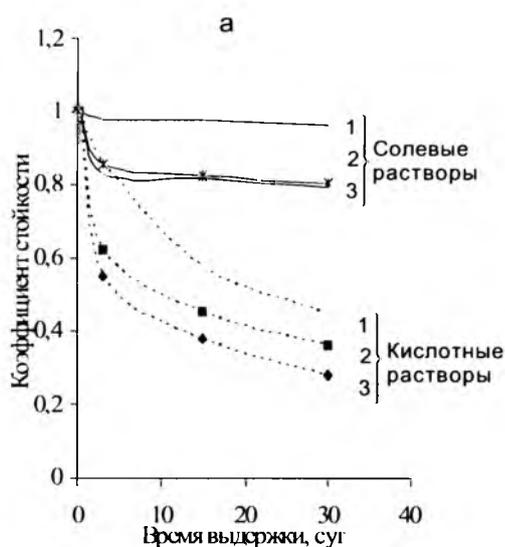
Константа A_0 модели потери прочности (2) для различных сред при изгибе

Среда	A_0 [сут ⁻¹]	M	δ_A , %	Δ_S , %
1. HNO₃				
Немодифицированный раствор	-0.31676	6	40	18
Цемент/песок=1/3	-0.24804	7	51	17
Цемент/песок=1/2	-0.12580	7	28	4
2. H₂SO₄				
Немодифицированный раствор	-0.36097	7	47	22
Цемент/песок=1/3	-0.22270	7	22	7
Цемент/песок=1/2	-0.09156	6	50	7
3. HCl				
Немодифицированный раствор	-0.49616	7	35	22
Цемент/песок=1/3	-0.59475	7	91	43
Цемент/песок=1/2	-0.29533	7	25	9
4. NaOH				
Немодифицированный раствор	-0.28754	4	49	24
Цемент/песок=1/3	-0.27990	4	50	24
Цемент/песок=1/2	-0.08663	4	17	2
5. Na₂SO₄				
Немодифицированный раствор	-0.06943	4	73	11
Цемент/песок=1/3	-0.05561	4	67	8
Цемент/песок=1/2	-0.01800	3	79	2
6. NaCl				
Немодифицированный раствор	-0.09314	4	49	8
Цемент/песок=1/3	-0.08796	4	44	7
Цемент/песок=1/2	-0.01387	4	32	1
7. Бензин				
Немодифицированный раствор	-0.16835	4	43	13
Цемент/песок=1/3	-0.06458	4	51	6
Цемент/песок=1/2	-0.02122	4	49	2

Таблица 2

Коэффициент A_0 модели потери прочности (2) для различных сред при сжатии

Среда	A_0 [сут ⁻¹]	M	δ_A , %	Δ_S , %
1. HNO₃				
Немодифицированный раствор	-0.36911	7	46	22
Цемент/песок=1/3	-0.16622	7	67	17
Цемент/песок=1/2	-0.10286	7	49	7
2. H₂SO₄				
Немодифицированный раствор	-0.20935	7	54	15
Цемент/песок=1/3	-0.11364	4	70	15
Цемент/песок=1/2	-0.06836	3	40	5
3. HCl				
Немодифицированный раствор	-0.43950	7	43	25
Цемент/песок=1/3	-0.27811	7	49	18
Цемент/песок=1/2	-0.23949	6	26	7
4. NaOH				
Немодифицированный раствор	-0.08884	4	30	4
Цемент/песок=1/3	-0.08894	4	28	4
Цемент/песок=1/2	-0.07625	4	24	3
5. Na₂SO₄				
Немодифицированный раствор	-0.31343	2	-	-
Цемент/песок=1/3	-0.04474	2	-	-
Цемент/песок=1/2	-0.10500	2	-	-
6. NaCl				
Немодифицированный раствор	-0.08995	4	35	5
Цемент/песок=1/3	-0.02238	4	21	1
Цемент/песок=1/2	-0.01514	4	33	1
7. Бензин				
Немодифицированный раствор	-0.07806	4	44	6
Цемент/песок=1/3	-0.03442	4	38	2
Цемент/песок=1/2	-0.01942	4	27	1



Зависимость изменения коэффициентов химической стойкости от времени выдержки в 10%-ной агрессивной среде, вычисленная по изменению предела прочности

а – при изгибе; б – при сжатии; 1- цемент: песок 1:2; П/Ц = 0,08; 2- цемент: песок 1:3; Ц/П = 0,08; 3 – немодифицированный раствор (цемент: песок 1:3)

$$\Delta_S[\%] = 100 \left[\frac{\sum_{i=1}^M [\exp(A_0 \eta_i t_i) - S_i/S_0]^2}{\sum_{i=1}^M \exp(2A_0 \eta_i t_i)} \right]^{1/2} \quad (7)$$

После нахождения параметра A_0 для образцов в каждой среде производится прогноз их долговечности. Считая пределом прочности снижение начального значения прочности образца S_0 в e раз ($1/e = 0.3679$), долговечность образцов оценивалась постоянной времени τ экспоненты (сутки) в соотношении (2) при 5%-ной концентрации раствора ($\eta=0.05$)

$$\tau = - \frac{1}{A_0 \eta} \quad (8)$$

Результаты расчета долговечности по выражению (8) приведены в табл. 3 и представлены на рисунке.

Таблица 3

Прогноз долговечности образцов и геометрически подобных конструкций в 5%-ном растворе агрессивных сред

Среда	Изгиб		Сжатие	
	Образец L_0 τ_0 [сут]	$L=10L_0$ τ [лет]	Образец L_0 τ_0 [сут]	$L=10L_0$ τ [лет]
1. HNO_3				
Немодифицированный раствор	63.1	17.3	54.2	14.8
Цемент/песок=1/3	80.6	22.1	120.3	33.0
Цемент/песок=1/2	159.0	43.6	194.4	53.3
2. H_2SO_4				
Немодифицированный раствор	55.4	15.2	95.5	26.2
Цемент/песок=1/3	89.8	24.6	176.0	48.2
Цемент/песок=1/2	218.4	59.8	292.6	80.2
3. HCl				
Немодифицированный раствор	40.3	11.0	45.5	12.5
Цемент/песок=1/3	33.6	9.2	71.9	19.7
Цемент/песок=1/2	67.7	18.6	83.5	22.9
4. $NaOH$				
Немодифицированный раствор	69.6	19.1	225.1	61.7
Цемент/песок=1/3	71.5	19.6	224.9	61.6
Цемент/песок=1/2	230.9	63.3	262.3	71.9
5. Na_2SO_4				
Немодифицированный раствор	288.1	78.9	63.8	17.5
Цемент/песок=1/3	359.7	98.5	447.0	122.5
Цемент/песок=1/2	1111.0	304.4	190.5	52.2
6. $NaCl$				
Немодифицированный раствор	214.7	58.8	222.3	60.9
Цемент/песок=1/3	227.4	62.3	893.7	244.9
Цемент/песок=1/2	1442.5	395.2	1320.8	361.9
7. Бензин				
Немодифицированный раствор	118.8	32.5	256.2	70.2
Цемент/песок=1/3	309.7	84.8	581.0	159.2
Цемент/песок=1/2	942.6	258.3	1029.6	282.1

Для сравнительной оценки потери прочности воспользуемся результатами модельных расчетов глубины коррозии бетона [4]

$$L = Kt^m, \quad (9)$$

где K – константа коррозии (мм/год).

Отсюда можно записать отношение

$$\frac{L}{L_0} = \left[\frac{t}{t_0} \right]^m,$$

которое приводит к оценке времени t для коррозии на глубину L , если известно время t_0 коррозии на глубину L_0

$$t = t_0 \left[\frac{L}{L_0} \right]^{1/m} \quad (10)$$

Многие исследователи, например С.В. Шестоперов, Ф.М.Иванов, В.В. Яковлев, в том числе из школы А.Ф.Полака [5-6], считают, что для процессов коррозии, находящихся под диффузионным контролем, параметр $m=1/2$. В этом случае масштабное соотношение примет вид $t = t_0 [L/L_0]^2$. Отсюда можно сделать оценку долговечности конструкций, геометрически подобных лабораторным образцам, с учетом разницы в размерах

$$\tau = \tau_0 [L/L_0]^2. \quad (11)$$

В табл. 3 приведены значения долговечности (лет) бетонных конструкций, подобных испытываемым образцам, при масштабе $L/L_0=10:1$.

Библиографический список

1. Батраков В.Г. // Модифицированные бетоны. Теория и практика. Изд. 2-е перераб. и допол. - М.: Стройиздат, 1998.
2. Кондрашов Г.М. Некоторые особенности влияния добавок водных дисперсий полимеров на стойкость цементных систем в химически агрессивных средах. Материалы международной конференции "Долговечность строительных конструкций. Теория и практика" 7-9 октября 2002г. стр. 54-63, г. Волгоград.
3. Эммануэль Н.М., Кнорре Д.Г. Курс химической кинетики. - 4-е изд. - М: Высш. шк., 1984. -с. 463
4. А.И.Минас. Границы безопасной скорости коррозии бетона на железобетонных конструкций //Известия СКНЦ ВШ. Технические науки. - 1974, №4.- С.72-84
5. Яковлев В.В. Прогнозирование коррозионной стойкости бетона и железобетона в агрессивных жидких и газовых средах. Дисс.докт.техн.наук. Уфа, 2001 г. -С.48
6. Н.К.Розенталь. Коррозионная стойкость цементных бетонов низкой и особо низкой проницаемости//Автореферат дисс. докт.техн.наук. -М.:НИИЖБ,2005. - С.13-15)

Оценка сроков службы железобетонной конструкции при коррозии арматуры

Железобетонные конструкции, запроектированные и изготовленные в соответствии с требованиями нормативных документов, должны обладать достаточной стойкостью к воздействиям, вызывающим коррозию арматуры. Однако при изготовлении, монтаже и эксплуатации возникают дефекты и повреждения, которые способствуют началу и развитию коррозионных процессов в стальной арматуре. К таким характерным дефектам относятся недостаточная плотность и высокая проницаемость бетона для агрессивных агентов, малая толщина защитного слоя бетона, раковины, каверны, обнажения арматуры. Как показывают результаты натурных обследований (покрытия зданий промыво-пропарочных станций для очистки железнодорожных цистерн от остатков нефтепродуктов, сборные перекрытия цехов по производству никеля и меди, сооружения на морском побережье), эксплуатация железобетонных конструкций в зависимости от степени агрессивности окружающей среды сопровождается возникновением и развитием процесса коррозии арматуры, снижением несущей способности конструкций и выходом их из строя. При проектировании и изготовлении следует считаться с этим реальным фактом, и наряду с принятием конструктивных мер по обеспечению долговечности железобетонных конструкций необходимо прогнозировать продолжительность их эксплуатации в условиях коррозии арматуры. Более того, целесообразность определения расчетом резерва несущей способности остро ощущается при подготовке к проведению капитальных ремонтов и реконструкции промышленных зданий и сооружений.

Сразу заметим, что такой подход возможен при общей равномерной коррозии для определенных классов арматуры из мягких углеродистых сталей с высокими пластическими свойствами. В связи с тем, что общая равномерная коррозия арматуры практически не изменяет механических характеристик стали и по мере продолжительности эксплуатации носит затухающий характер, вполне возможно на основе представительных экспериментальных данных для конкретных условий эксплуатации прогнозировать время исчерпания несущей способности железобетонной конструкции в связи с коррозией арматуры.

Для таких видов арматуры, как термически упрочненные стержни, высокопрочные арматурная проволока, которые характеризуются хрупким разрушением вследствие развития коррозии и склонностью к коррозионному растрескиванию, продолжительность эксплуатации при агрессивном воздействии среды ограничивается временем карбонизации защитного слоя бетона, по истечению которого пассивное состояние стальной арматуры нарушается, она корродирует и может разрушиться внезапно без предварительных сигналов.

Физическая модель коррозионного поведения арматуры в железобетонной конструкции строится на ос-

нове возникновения и развития коррозионных процессов с течением времени [2]. Стальная арматура в процессе эксплуатации может находиться в двух состояниях: пассивном и состоянии коррозии. В начале эксплуатации пассивное состояние арматуры обеспечивает плотный бетон, не карбонизированный действием кислых газов окружающей среды. Такое состояние арматуры характерно для инкубационного периода, при котором коррозия арматуры не возникает. После карбонизации защитного слоя бетона наступает коррозионный период в поведении арматуры, развитие коррозии идет с заметной скоростью, напряжения в арматуре возрастают, что может привести к исчерпанию несущей способности железобетонной конструкции.

Физическая модель, принимаемая в расчете, построена на использовании экспериментальных кривых кинетики коррозии в реальных условиях эксплуатации при агрессивном воздействии окружающей среды. Глубина коррозии арматурных стержней, необходимая для прогнозирования возможных сроков службы железобетонных конструкций, устанавливается опытным путем: проведением экспериментов с образцами и обследованием с выполнением инструментальных измерений железобетонных конструкций, эксплуатируемых в различных агрессивных средах.

Анализ многочисленных экспериментальных данных испытаний лабораторных образцов, натурных наблюдений за эксплуатируемыми конструкциями показывает, что с течением времени равномерная коррозия арматуры затухает. Приведем некоторые примеры кинетики коррозионных повреждений:

- в атмосферных условиях Москвы [2] коррозия арматуры в зоне трещин затухает примерно через 4 года,
- при периодическом увлажнении образцов арматура в трещинах с шириной раскрытия 0,1–0,4 мм сначала корродирует интенсивно, а затем процесс коррозии затухает [2],
- при ширине раскрытия трещин до 1 мм и периодическом увлажнении водой с частотой 100 циклов в год коррозия арматуры перестает развиваться через 5–6 лет [1],
- затухающий характер коррозии арматуры наблюдается в продольных ребрах железобетонных покрытий промыво-пропарочных станций для очистки железнодорожных цистерн (ППС) [5,6].

Характер развития процесса коррозии, при котором скорость коррозии с увеличением продолжительности эксплуатации снижается, тождественен изменению ординат степенной функции. Глубина коррозии с течением времени t описывается степенной функцией вида

$$\delta = c_3 t^m, \quad (1)$$

где δ - глубина коррозионного повреждения арматуры, мм; c_3 - показатель скорости коррозии арматуры, мм/год^m; m - показатель степенной функции, $m < 1$.

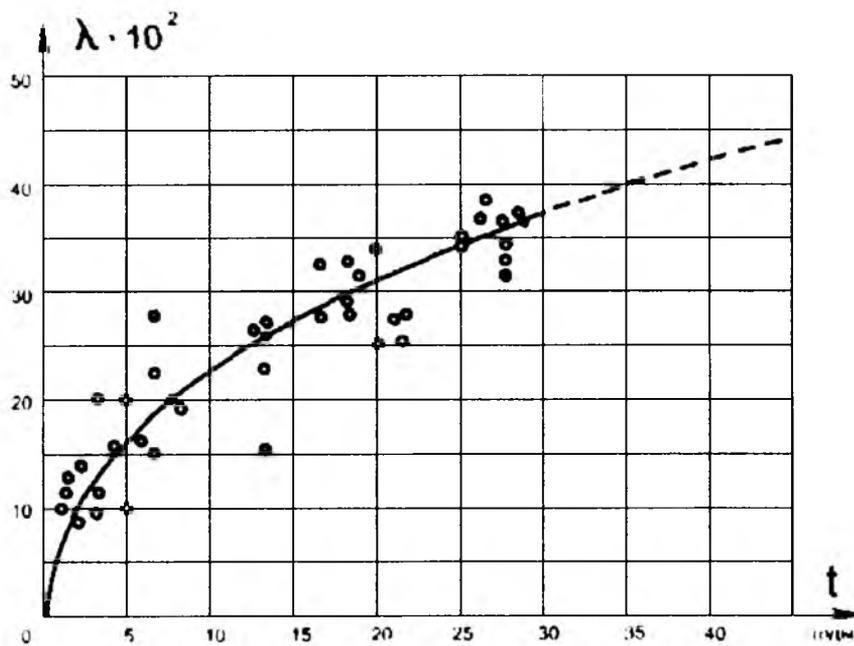


Рис. 1. Кривая коррозии арматуры и продольных ребрах плит перекрытия

Величины c_{21} и m определяются на основе экспериментальных данных решением системы двух уравнений с двумя неизвестными. Выбор степенной функции с $m < 1$ для описания кинетики коррозии отражает характер протекания физических процессов и механизма коррозии арматуры в трещинах эксплуатируемых железобетонных конструкций ППС, что соответствует результатам лабораторных исследований [1].

В расчетах по определению сроков службы железобетонной конструкции по признаку коррозии арматуры удобно использовать отношение площади потери сечения к первоначальной площади арматурного стержня

$$\lambda = \frac{\Delta A_s}{A_s} \quad (2)$$

Коррозионное повреждение по периметру круглого стержня арматуры не одинаково. Для расчета площади потери сечения арматуры вследствие коррозии можно принять ее в виде эквивалентного по площади кольца толщиной 0,5δ [1]

$$\Delta A_s = \pi d \frac{\delta}{2}, \quad (3)$$

где d – диаметр арматуры, мм.

С учетом высказанных соображений относительная потеря площади сечения круглого стержня равна

$$\lambda = \frac{2}{d} \cdot \delta, \quad (4)$$

где δ – глубина коррозии арматуры по экспериментальным данным.

Зависимость типа (4) обычно получают для железобетонных конструкций при конкретных условиях эксплуатации (режим агрессивного воздействия окружающей среды, раскрытия трещин, диаметр арматуры и др.). Отклонения от условий эксплуатации, при которых были измерены коррозионные повреждения, могут быть учтены введением соответствующих коэффициентов к исходной кривой кинетики коррозии $\lambda_1(t)$, которую назовем базовой. Базовая кривая строится для конструкции конкретного объекта и имеет вид

$$\lambda_1(t) = \frac{2}{d_1} \cdot c_{21} \cdot t^{m_1}. \quad (5)$$

Так, например, кривая коррозионных повреждений (рис. 1) получена для арматуры с $d_1 = 18$ мм, шириной раскрытия поперечных трещин $a_1'' = 0,05 \dots 0,4$ мм, продольных $a_1''' = 0,2 \dots 2$ мм при циклическом ($n_1 = 1850$ циклов/год) воздействии агрессивной среды (пар и повышенная температура), и ее аналитическое выражение имеет вид

$$\lambda_1(t) = 0,08t^{0,45}, \text{ т.е.} \quad (6)$$

$$c_{21} = \frac{0,08d_1}{2} = 0,72 \frac{\text{мм}}{200^{0,45}}, \quad m_1 = 0,45.$$

В общем случае относительная потеря площади арматурного стержня от коррозии равна

$$\lambda(t) = K_1 K_2 \dots K_n \lambda_1(t), \quad (7)$$

где $K_1 K_2 \dots K_n$ – коэффициенты, учитывающие влияние различных факторов на коррозию арматуры в условиях эксплуатации, отличающихся от исходных.

Зависимость (7) для расчета кинетики и коррозии арматуры конструкций, эксплуатируемых в агрессивной среде ППС, записывается так

$$\lambda(t) = K_n K_d K_a \lambda_1(t), \quad (8)$$

где $\lambda_1(t)$ – базовая кривая относительной потери площади арматуры вследствие коррозии; K_n , K_d , K_a – коэффициенты, учитывающие влияние соответственно числа циклов воздействий агрессивной среды, диаметра арматуры, ширины раскрытия трещин от коррозии арматуры.

Циклическое воздействие агрессивной среды на железобетонные конструкции ППС определяется технологическим процессом очистки железнодорожных цистерн от остатков перевезенных нефтепродуктов. На рабочие позиции цистерны подаются партиями. При каждой подаче цистерн для обработки происходит одно воздействие агрессивной среды на конструкцию. Кинетика коррозии с числом циклов воздействий агрессивной среды в год, равном n_1 , учтена в зависимости $\lambda_1(t)$. Переход к другому режиму агрессивного воздействия с числом годовых циклов n осуществляется с помощью коэффициента

$$K_n = \left(\frac{n}{n_1} \right)^{m_1}, \quad (9)$$

где n_1 – число циклов воздействий агрессивной среды, соответствующих режиму $\lambda_1(t)$.

Коэффициент K_d , учитывающий влияние диаметра арматуры на относительное уменьшение ее площади вследствие коррозии, обратно пропорционален диаметру арматуры рассматриваемой конструкции, для которой выполняется расчет коррозионных повреждений

$$K_d = \frac{d_1}{d}, \quad (10)$$

где d_1 – диаметр арматуры с кинетикой коррозионных повреждений, соответствующих режиму $\lambda_1(t)$; d – диаметр арматуры рассматриваемой конструкции.

Раскрытие трещин, которые увеличивают интенсивность коррозии арматуры, учитывается коэффициентом K_a , полученным на основе анализа экспериментальных исследований

$$K_a = t^{\frac{m_1 \lg \frac{a}{a_1}}{\alpha}}, \quad (11)$$

где α – ширина раскрытия трещин в рассматриваемой конструкции; a_1 – ширина раскрытия трещин с кинетикой коррозии, соответствующей режиму $\lambda_1(t)$.

С учетом полученных коэффициентов уравнение кинетики коррозии арматуры для режимов, отличных от базовых, принимает следующий вид

$$\lambda(t) = \frac{2}{d} C_3 t^m, \quad (12)$$

$$\text{где } C_3 = C_{21} \left(\frac{n}{n_1} \right)^{m_1}, \quad (13)$$

$$m = m_1 \left(1 + \lg \frac{a}{a_1} \right) \quad (14)$$

Увеличение числа циклов воздействий агрессивной среды в два раза повышает глубину коррозии арматуры на 30...40%.

Циклическое воздействие агрессивной среды характерно для многих режимов эксплуатации железобетонных конструкций. Те из них, что эксплуатируются на открытом воздухе, подвергаются периодическому увлажнению атмосферными осадками с последующим высыханием.

Климат морских побережий, где воздух с повышенной влажностью содержит соли морской воды, является сильно агрессивной средой, вызывающей коррозию арматуры. Носителем этих воздействий является ветровой поток, который периодически возникает в связи с изменением давления и температуры в атмосфере.

Вероятностная модель отражает физическую природу случайных явлений, приводящих к снижению надежности эксплуатируемых железобетонных конструкций при коррозии арматуры. Факторы, определяющие продолжительность развития коррозии до выхода из строя, имеют случайный характер. Случайный характер напряжений в арматуре предопределяется случайными величинами действующих нагрузок. Неоднородность металла между отдельными плавками и внутри отдельной плавки является причиной статистического разброса предела текучести стали. Показатель скорости коррозии C_3 зависит от большого числа случайных факторов: влажности, особенно от периодического увлажнения, концентрации агрессивных веществ, химического состава и микроструктуры стали, проницаемости бетона для различных агрессивных газов, ширины раскрытия трещин и др. Геометрические размеры имеют случайные отклонения от проектных значений.

Совместное неблагоприятное сочетание рассмотренных выше факторов при коррозии арматуры уменьшает несущую способность и приводит к отказам конструкций, которые имеют случайную природу и описываются стохастическими закономерностями. Отказ конструкции произойдет тогда, когда напряжения в арматуре на оставшейся после коррозии площади сечения превысят предел текучести арматурной стали

$$\sigma_s > R_s, \quad (15)$$

где σ_s – напряжение в арматуре от эксплуатационных нагрузок; R_s – прочностная характеристика арматуры (предел текучести).

Для изгибаемых элементов неравенство (15) записывается так

$$M_{so} - M_{sq} > M_{so} - M_{so} [1 - \lambda(t)], \quad (16)$$

где M_{so} – несущая способность конструкции в стадии завершения инкубационного периода; M_{sq} – изгибающий момент от

нагрузок, действующих на конструкцию в период ее эксплуатации.

Отказа не произойдет, если, как следует из выражения (16) после преобразования, выполняется неравенство

$$1 - \frac{\eta_0}{k} > \frac{2}{d} C_s t^m, \quad (17)$$

где k – коэффициент запаса по напряжениям в арматуре:

$$k = \frac{R_s}{\sigma_s}, \quad (18)$$

$$\eta = \frac{\eta_0}{\eta}, \quad (19)$$

где η_0 и η – относительное плечо внутренней пары соответственно при эксплуатации и в случае выхода из строя изгибаемой балки в конце инкубационного периода, для тавровых и двутавровых сечений $\eta_0 \approx 1$.

Поскольку напряжения в арматуре возрастают по мере уменьшения ее сечения вследствие коррозии, то коэффициент запаса с течением времени будет уменьшаться.

Левую часть неравенства (17) можно рассматривать как “несущую способность конструкции при коррозии арматуры” Φ_{cor} , которая устанавливается после окончания инкубационного периода

$$\Phi_{cor} = 1 - \frac{\eta_0}{k}, \quad (20)$$

Правую часть неравенства (17) можно трактовать как воздействие агрессивной среды F_{cor} в течение времени t

$$F_{cor} = \frac{2}{d} C_s t^m. \quad (21)$$

Вероятность того, что за время t не произойдет отказа (текучесть арматуры) с уменьшенным сечением вследствие ее коррозии должна быть не менее установленного нормативного значения P_n

$$P(\Phi_{cor} > F_{cor}) > P_n. \quad (22)$$

Неравенство (22) является условием для определения времени эксплуатации железобетонной конструкции при коррозии арматуры с обеспеченностью P_n .

Методика расчета времени безопасной работы конструкции при коррозии арматуры строится на основе применения вероятностных методов. Исходными данными для построения методики расчета являются математическое описание физической модели и плотности распределения случайных величин, определяющих продолжительность эксплуатации конструкции при коррозии арматуры.

Плотности распределения текучести стали классов А-I...А-III подчиняются нормальному закону с коэффициентами вариации 0,0297...0,0436.

Плотности распределения напряжений в армату-

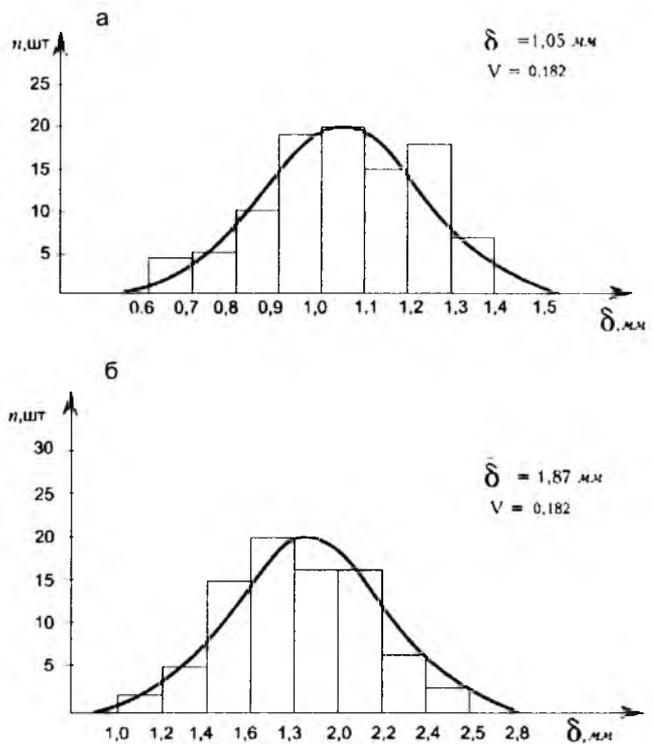


Рис. 2. Гистограммы частот и кривые распределения глубины коррозии стальной арматуры железобетонных плит покрытия здания ППС “Стенькино” а – после 10–20 лет эксплуатации; б – после 25–30 лет эксплуатации

ре для статически определимых систем соответствуют распределениям внешних нагрузок. Статистические распределения постоянных нагрузок от массы железобетона, цементной стяжки, трехслойного рубероидного ковра описываются нормальным законом распределения с коэффициентами вариации 0,01–0,07. Временные нагрузки (снеговая, ветровая, от подвесных и мостовых кранов) имеют различные распределения: двойное экспоненциальное, Гумбеля, нормальный закон. Следует заметить, что с увеличением числа действующих нагрузок их суммарное распределение приближается к нормальному.

Плотности распределения скорости коррозии или показателя скорости могут быть приняты аналогичными распределениям глубин коррозии в момент времени t . Как показали наблюдения, инструментальные измерения и статистический анализ развития коррозии в течение 10...45 лет эксплуатации железобетонных конструкций на производственных объектах с агрессивной средой, гистограммы частот глубины коррозии арматуры аппроксимируются нормальными законами распределения (рис. 2) с коэффициентами вариации 0,18...0,185 [3,4]. Плотности распределения геометрических размеров железобетонных конструкций – нормальными распределениями с коэффициентами вариации 0,01...0,04.

Когда статистические распределения несущей способности и нагрузок описываются нормальными законами, вероятностные расчеты могут выполняться с использованием характеристики безопасности, предло-

женной А.Р. Ржаницыным. Тогда условие (22) приобретает вид

$$\frac{\bar{\Phi}_{cor} - \bar{F}_{cor}}{\sqrt{(V_{\phi} \bar{\Phi}_{cor})^2 + (V_F \bar{F}_{cor})^2}} \geq \gamma_{н}, \quad (23)$$

где $\bar{\Phi}_{cor}$, \bar{F}_{cor} - математические ожидания соответственно "несущей способности при коррозии арматуры" и воздействия агрессивной среды; V_{ϕ} , V_F - коэффициенты вариации распределений соответственно Φ_{cor} и F_{cor} ; $\gamma_{н}$ - нормативное значение характеристики безопасности; при $R_n=0,95...0,99$ значение $\gamma_{н}=1,64...2,33$.

Величины определяются при средних значениях случайных переменных

$$\bar{\Phi}_{cor} \approx 1 - \frac{\bar{\eta}_0}{\bar{k}}, \quad (24)$$

$$\bar{F}_{cor} \approx \frac{2}{d} \bar{C}_3 t^m, \quad (25)$$

где \bar{k} , \bar{C}_3 , $\bar{\eta}_0$ - средние значения соответственно коэффициента запаса по напряжениям в арматуре, показателя скорости карбонизации и относительного плеча внутренней пары.

Коэффициенты вариации распределений Φ_{cor} и F_{cor} соответственно равны

$$V_{\phi} = \frac{\bar{\eta}}{k - \bar{\eta}} \sqrt{V_{\sigma_s}^2 + V_{R_s}^2 + V_{\eta_s}^2}, \quad (26)$$

$$V_F = \sqrt{V_{C_3}^2 + V_d^2}, \quad (27)$$

где V_{σ_s} , V_{R_s} , V_{η_s} , V_{C_3} , V_d - коэффициенты вариации распределений напряжений в арматуре от эксплуатационной нагрузки, предела текучести, относительно плеча внутренней пары, показателя скорости коррозии, диаметра арматуры.

Подставляя значения $\bar{\Phi}_{cor}$ и \bar{F}_{cor} согласно формулам (24) и (25) в условие (23) и заменяя t на T_{cor} , найдем время эксплуатации конструкции при коррозии арматуры с обеспеченностью R_n

$$T_{cor} = \left[\frac{\bar{d}(1 - \frac{\bar{\eta}_0}{\bar{k}})}{2\bar{C}_3} \frac{1 - \sqrt{1 - (1 - \gamma_{н}^2 V_{\phi}^2)(1 - \gamma_{н}^2 V_F^2)}}{1 - \gamma_{н}^2 V_F^2} \right]^{\frac{1}{m}}. \quad (28)$$

Плотности распределения времени безопасной работы железобетонных конструкций при равномерной коррозии арматуры имеют положительную асимметрию.

Для облегчения расчетов времени T_{cor} построена номограмма при $m=0,45$ (рис. 3). В квадранте 1 расположено семейство кривых $y = f(\gamma_{н}, V_F)$ при различных значениях $\gamma_{н}$ и V_F . Здесь учитывается вероятность прогнозирования срока службы T_{cor} характеристикой безопасности $\gamma_{н}$ и статистическое рассеивание случай-

Ориентировочные данные показателя скорости коррозии C_3 , мм/год^m

№ п/п	Условия эксплуатации железобетонных конструкций	Раскрытие трещин, мм				
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,7
1	Периодическое увлажнение образцов	0,10	0,19	0,27	0,31	0,35
2	Атмосферные условия г. Москвы*	0,06	0,08	0,09	0,11	0,13
3	Режим эксплуатации промыво-пропарочных станций для очистки цистерн от остатков нефтепродуктов**				0,72 a ₁ =0,32 мм	
4	Неблагоприятные условия эксплуатации			1,0		

Примечания к таблице: * - показатель степени кривой кинетики коррозии $m=0,32...0,40$; с увеличением раскрытия трещин величина m растет; ** - показатель степени кривой кинетики коррозии $m=0,45$, коэффициент вариации $V_{C_3} = 0,19$.

ных переменных, определяющих как кинетику коррозии, так и сопротивление конструкции воздействию внешних нагрузок в условиях коррозии арматуры коэффициентами вариации V_{ϕ} и V_F .

В квадранте 2 учитывается среднее значение коэффициента запаса по напряжениям в арматуре. В квадранте 3 определяется время безопасной работы конструкции при коррозии арматуры с учетом среднего значения показателя скорости коррозии и диаметра арматуры. Схема определения T_{cor} по номограмме показана стрелочками.

Параметры кривой кинетики коррозии устанавливаются путем проведения соответствующих экспериментов как в лабораторных исследованиях, так и в условиях эксплуатации. Результаты обработки экспериментальных данных по определению ориентировочного значения показателя скорости коррозии C_3 приведены в таблице.

Ориентировочные значения показателя скорости коррозии C_3 , степень кривой коррозионных повреждений m , вероятностные характеристики исходных статистических распределений, необходимые для расчета времени безопасной работы железобетонных конструкций, уточняются по мере накопления экспериментальных данных о кинетике коррозии в различных условиях эксплуатации.

При несимметричных законах распределения F_{cor} и Φ_{cor} определение времени безопасной работы конструкции выполняется согласно методике, изложенной в [5,6].

Научные результаты, необходимые для разработки методики прогнозирования времени безопасной работы железобетонной конструкции при коррозии арматуры, получены при поддержке внебюджетного фонда НИОКР МПС РФ.

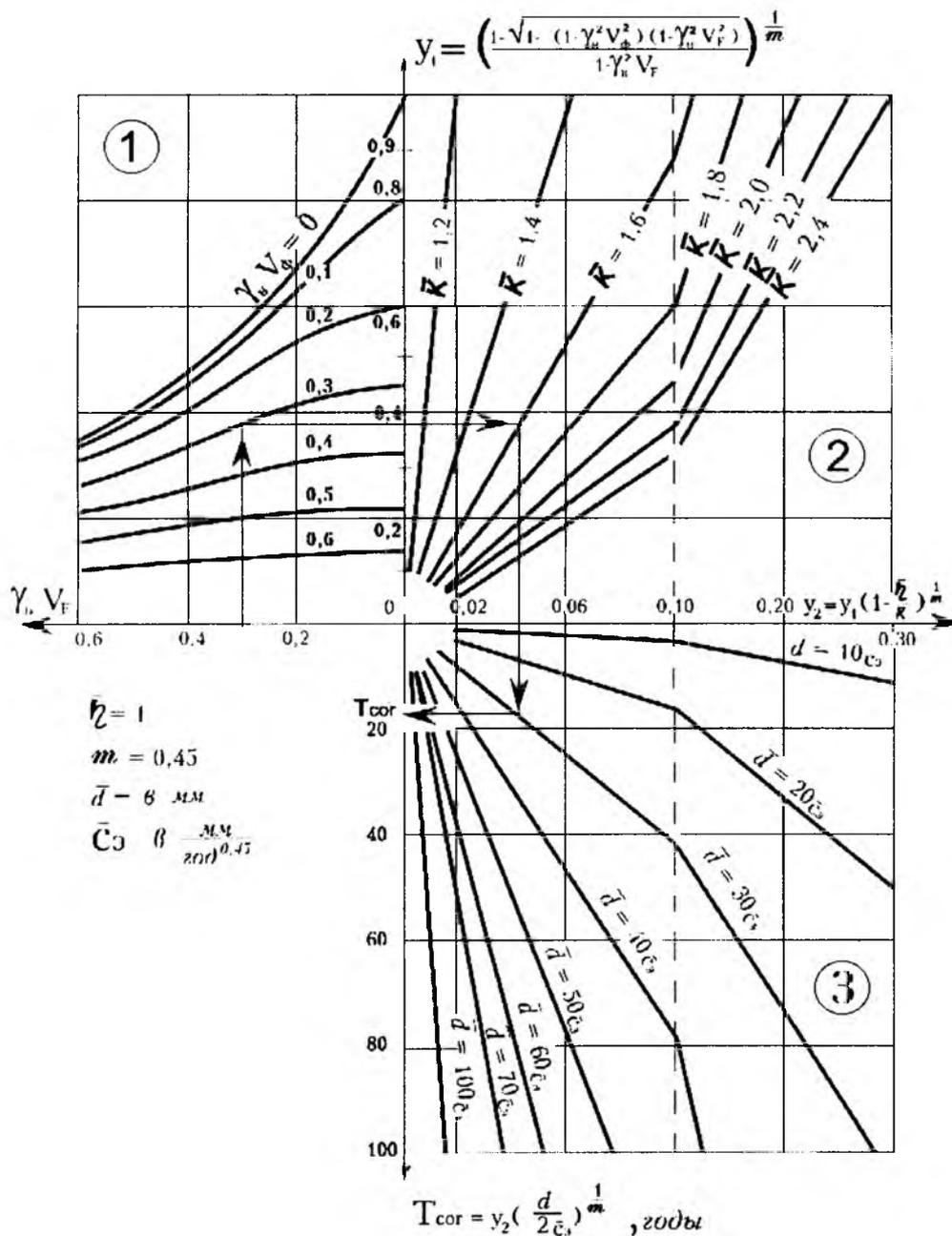


Рис. 3. Номограмма для определения времени безопасной работы железобетонной конструкции при коррозии арматуры ($m = 45$)

Вывод. Разработана методика прогнозирования времени безопасной работы железобетонной конструкции при коррозии арматуры с обеспечением заданного уровня надежности. Срок службы железобетонной конструкции при агрессивном воздействии окружающей среды определяется на основе композиции двух случайных величин: времени карбонизации защитного слоя бетона и времени коррозии арматуры до отказа конструкции.

Библиографический список

1. Вербецкий Г.П., Шаповалова В.Я., Сарамидзе О.А. Расчет допускаемой ширины раскрытия трещин в конструкциях, эксп-

луатируемых в агрессивных средах // Бетон и железобетон. 1990. — №3. — С. 15-17.

2. Долговечность железобетона в агрессивных средах. Совм. изд. СССР-ЧССР-ФРГ. (С.Н. Алексеев, С. Модры, П. Шисль) — М.: Стройиздат, 1990. 320 с.

3. Чирков В.П., Клюкин В.И., Федоров В.С., Швидко Я.И. Основы теории проектирования строительных конструкций. Железобетонные конструкции. Изд-во УМК МПС РФ. — М.: 1999. - 376 с.

4. Чирков В.П., Шавыкина М.В. Метод расчета сроков службы железобетонных конструкций при коррозии арматуры. Учебное пособие. М. МИИТ, 1998, 74 с.

5. Шавыкина М.В. Прогнозирование трещиностойкости изгибаемых элементов с учетом случайных факторов. М.: МИИТ, 2003. 72 с.

6. Шавыкина М.В., Уколов В.С., Швидко Я.И., Долговечность строительных конструкций. М.: МИИТ, 1999. 100 с.

Вышли в свет:

Шилин А.А. Освоение подземного пространства (за рождение и развитие). М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2005. – 305 с.: ил.

В представляемой книге рассмотрены история создания подземных и заглубленных объектов различного назначения, особенности конструкций и опыт производства работ, приобретенный человечеством на пути своего доиндустриального развития. Уделено большое внимание формированию гражданской и городской архитектуры различных стран и регионов, объемно-планировочным решениям и конструкциям, условиям

Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами. Научное издание. – М.: Стройиздат, 2004 – 144 с. с иллюстрациями.

Впервые в отечественной практике выпущена книга по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами нового поколения. Рассмотрены основы проектирования и технология усиления железобетонных конструкций современными композиционными материалами на основе углеродных, арамидных и стекловолокон.

Изложены основные преимущества применения композиционных материалов для усиления железобетонных конструкций по сравнению с другими способами усиления. Даны базовые положения по проектированию усиления изгибаемых же-

Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Ляпидевская О.Б. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте: Учебн. пособие. – Тверь: Изд-во «Русская торговая марка», 2003. – 398 с.: 110 ил.

Настоящая книга является единственным в данной области учебным пособием, в котором вопросы гидроизоляции рассматриваются как комплексная проблема защиты подземных и заглубленных зданий и сооружений. Впервые осуществлен системный подход к гидроизоляции, основанный на решении задач по созданию гидроизоляционной мембраны, теплоизоляции, дренажа, вентиляции сооружений.

В книге изложены основы проектирования и создания системы гидроизоляционной защиты сооружений при их строительстве и ремонте, приводятся методики расчета различных систем гидроизоляции, систематизированы и описаны новые материалы, технические и технологические решения по выпол-

и технологии строительства, а также эксплуатации сооружений, общим подходам, выработанным производителями работ при освоении подземного пространства. Изложены общие концепции возведения и использования сооружений, становления и развития их архитектурных форм. Даны различные архитектурные и строительные решения, описаны их особенности и общие черты.

Книга написана популярным языком, насыщена примерами и фактами, богато иллюстрирована. Может быть интересна и полезна широкому кругу читателей.

лезобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний. Приведена технология усиления различных железобетонных конструкций. Освещены вопросы качества, требования к исходным материалам и условиям проведения работ, а также даны рекомендации по мониторингу усиливаемых конструкций.

Проанализирован зарубежный и отечественный опыт работы по усилению элементов различных сооружений композиционными материалами, в том числе накопленный авторами. Даны примеры усиления различных железобетонных сооружений.

Книга предназначена для специалистов в области проектирования, ремонта и реконструкции зданий и инженерных сооружений.

нению гидроизоляционных работ подземных и заглубленных объектов строительного комплекса. Приведены многочисленные примеры производства работ в различных сооружениях. Пособие иллюстрировано чертежами, схемами, рисунками, позволяющими наглядно представить решение различных технологических задач по гидроизоляции зданий и сооружений.

Уникальность книги состоит в том, что она основана на многолетних научных исследованиях ведущих сотрудников «Триады-Холдинг» и богатейшем опыте фирмы в области строительства и ремонта огромного числа крупных подземных сооружений различного назначения (более 1000!). Таким образом, настоящее пособие представляет собой законченный фундаментальный труд, в котором соединены теоретические основы защиты сооружений от воды и влаги с их практическим решением.

Представляемая книга будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, эксплуатации и ремонта зданий и сооружений.

По вопросу приобретения книг обращаться в ЗАО «Триада-Холдинг»:

123308, г. Москва, пр-т Маршала Жукова, д. 6, стр. 2 .

Тел.: (495) 956-15-04; 956-18-52; 234-16-10; E-mail: trhold@comail.ru

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков,

В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов,

И.Ф.Руденко

, А.С.Семченков, Р.Л.Серых (главный редактор), А.Г.Тамразян В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин,

А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Подписано в печать 05.10.06. Формат 60x88¹/₈. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1

Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 890

Адрес редакции

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

E-mail: magbeton@rambler.ru; <http://vlib.ustu.ru/beton>

Тел. 692-6205, 703-9762

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9

109033, Москва, Волочаевская ул., д.40



Фирма «Триада-Холдинг» в течение 15 лет успешно работает на рынке лабораторного оборудования для испытания строительных материалов и изделий и является эксклюзивным поставщиком высококачественных профессиональных приборов немецкой фирмы «Form-Test».

Фирма предлагает широкий спектр установок для определения физических, механических и технологических свойств бетонных и растворных смесей, бетонов, строительных растворов, вяжущих и других строительных материалов.

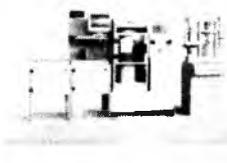
УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЙ НА СЖАТИЕ И ИЗГИБ



MEGA 20-200-10 DM 1-S
Комбинированная установка с автоматическим управлением для испытания на сжатие/изгиб бетонных образцов



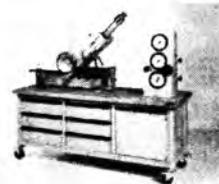
ALPHA 3-3000 S
Установка для испытания бетонных образцов на сжатие. Автоматическое управление, цифровой дисплей



Комбинированная установка для испытания на сжатие/изгиб бетонных и цементных образцов



UPB 86/200



UPB 93/160

Универсальный испытательный блок для проведения и демонстрации различных видов испытаний строительных материалов (бетона, цемента, древесины, стали)

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВОЗДУХА, ВОВЛЕЧЕННОГО В БЕТОН



Объем 8 л

УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТИ БЕТОНА



Для образцов кубов с ребрами 150 и 200 мм и цилиндров 150 и 200 мм



УСТРОЙСТВА ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ УСАДКИ В ГОРИЗОНТАЛЬНОМ И ВЕРТИКАЛЬНОМ ИСПОЛНЕНИИ



Для образцов размерами 40x40x160 мм, с индикатором часового типа, возможностью вывода данных на принтер

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ НА ИСТИРАНИЕ



Круг истирания Беме, размеры 890x760x890мм; масса 500 кг; 3/380 В



размеры 350x350 мм; масса 23 кг; 3000 об/мин., ножной выключатель



размеры 330x520 мм; масса 34 кг; 9000 об/мин., Таймер

ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НОРМАЛЬНОЙ ГУСТОТЫ И СРОКОВ СХВАТЫВАНИЯ ЦЕМЕНТНОГО И ГИПСОВОГО ТЕСТА



Прибор Вика с иглой и пестиком
 $D_{\text{игл}} = 1,13 \text{ мм}$
 $D_{\text{пест}} = 10 \text{ мм}$



Автоматический прибор Вика с записывающим устройством на 30 погружений



Прибор Вика с иглой для испытания строительного гипса



Стандартный конус $D 100/200 \text{ мм}$, высотой 300 мм



Измеритель жесткости (вискозиметр), масса 96 кг; 220В/50 Гц

УСТАНОВКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УДОБУКЛАДЫВАЕМОСТИ БЕТОННОЙ СМЕСИ



Триада-Холдинг

Россия, 123308, Москва, пр-т Маршала Жукова, дом 6, стр. 2.
Тел. (495) 234-16-10, 946-32-76, 946-33-92 Факс (495) 234-38-84
E-mail: trhold@comail.ru www.triada-holding.ru



СПЕЦИАЛЬНОЕ КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО СКБ СТРОЙПРИБОР ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Лицензия Госстандарта РФ
на изготовление средств
измерений №000110-ИР

Индекс 70050

ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

ИПС-МГ4.01 / ИПС-МГ4.03

Измерители прочности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Оснащены функциями ввода коэффициента совпадения Kс, типа контролируемого изделия, вычисления класса бетона В. Диапазон 3...100 МПа

ПОС-2МГ4П

Измеритель прочности ячеистых бетонов методом вырыва спирального анкера. Предусмотрена возможность корректировки результатов испытаний в зависимости от влажности бетона. Диапазон 0,5...8 МПа

ПОС-30(50)МГ4 "Отрыв"

Измерители прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690. Диапазон 5...100 МПа

ПОС-30(50)МГ4 "Скол"

Измерители прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690. Диапазон 5...100 МПа

ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

ДО-40(60)МГ4

Измерители силы натяжения высокопрочной арматуры классов Вр-II (В-II), К-7 методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362. Диаметр контролируемой арматуры 3, 5 (6, 9) мм

ЭИН-МГ4

Измеритель напряжений в арматуре частотным методом по ГОСТ 22362. Диаметр контролируемой арматуры 3...32 мм. Длина 3...18 м

ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

ИТП-МГ4 "100/250"

Измерители теплопроводности и термического сопротивления материалов при стационарном режиме по ГОСТ 7076 и методом теплового зонда по ГОСТ 30256. Диапазон 0,02...1,5 Вт/м·К

ИТП-МГ4.03 "Поток"

Измеритель плотности тепловых потоков по ГОСТ 25380 пятиканальный с режимом самописца (до 15 суток). Диапазон измерения: плотности тепловых потоков 5...999 Вт/м², температуры -30...+100°C

ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ И ТЕМПЕРАТУРЫ

ТГЦ-МГ4.01, ТЦЗ-МГ4.01

ТГЦ-МГ4.01 измеритель влажности и температуры воздуха с режимом самописца (до 24 часов). Диапазон измерения влажности 0...99%, температуры -20...+85°C. ТЦЗ-МГ4.01 термометр цифровой зондовый одно- и двухканальный с режимом самописца (до 15 суток) диапазон -30...+250°C

Влагомер-МГ4

МГ4Д - измеритель влажности древесины (13 видов) по ГОСТ 16588. МГ4Б - измеритель влажности бетона, кирпича (13 видов), древесины (13 видов) по ГОСТ 217*8, 16588. МГ4Зонд - измеритель влажности сыпучих материалов. МГ4У - универсальная версия с настройками на древесину, бетон и сыпучие материалы. Диапазон измерения влажности 1...60%

ИПА-МГ4.01

Измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры в ЖБ конструкциях по ГОСТ 22904. Диапазон измерения защитного слоя 3...150 мм при диаметре стержней 3...40 мм

ПСО-МГ4

Измеритель прочности сцепления (адгезии) защитных и облицовочных покрытий с основанием по ГОСТ 28089, 28574. Максимальное усилие отрыва 2,45/4,9/9,8 кН

Анемометр ИСП-МГ4.01

Измеритель скорости воздушных потоков и их температуры с режимом самописца (до 24 часов) и вычисления расхода воздуха в вентиляционных системах. Диапазоны измерения: скорости потока 0,4...30 м/с, температуры -20...+100°C

Вибротест - МГ4+

Измеритель, вибро-скорости, вибро-ускорения, амплитуды и частоты колебаний виброустановок и др. объектов с режимом самописца (до 25 часов). Диапазон измерения: частоты 2...1000 Гц, амплитуды 0,01...20 мм

Приборы сертифицированы, имеют автономное питание, энергонезависимую память результатов измерений, связь с ПК.

454084 г. Челябинск, а/я 8538, ул. Калинина 11-Г офис 5. тел/факс (351) 790-16-13, 790-16-85, в Москве (095) 964-95-63, 220-38-58 e-mail stroypribor@chel.surnet.ru http://www.stroypribor.ru

Волгодонская областная универсальная научная библиотека