ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1

1999

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

В Н И И Ж Е Л Е З О Б Е Т О Н

ПРЕДЛАГАЕТ

КОРПОРАЦИИ «ТРАНССТРОЙ», ФИРМАМ «ДОРИНВЕСТ», «ОРГАНИЗАТОР», «ЦЕНТРОДОРСТРОЙ», ДОРОЖНО-СТРОИТЕЛЬНЫМ ОРГАНИЗАЦИЯМ, ЗАВОДАМ МЖБК, ЖБИ

ИМПРЕГНИРУЮЩИЕ АНТИКОРРОЗИОННЫЕ СОСТАВЫ (ИАКС)

ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ МОРОЗОСОЛЕСТОЙКОСТИ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ДОРОЖНОЙ НОМЕНКЛАТУРЫ

Опыт реконструкции МКАД показал, что сборные железобетонные блоки и плиты дорожного ограждения (ДО), бортовые камни, водопропускные лотки, лестничные марши и т.д., подвергаются комплексному агрессивному воздействию выхлопных газов, растворов размораживающих солей, знакопеременных температур, высыхания и увлажнения, механического и абразивного износа и нуждаются в эффективной антикоррозионной защите. Предложенное ранее покрытие из латекса ВХВД разрушилось после первого зимнего сезона эксплуатации. Трудоёмкое в изготовлении и дорогостоящее покрытие НПО «Космос» не обеспечивает гарантированной защиты ДО МКАД и требует систематического обновления.

♦ Импрегнирующие жидкости ***ИАКС*** разработаны ВНИИЖелезобетоном при участии СоюздорНИИ и НПО «Оргстекло» по инициативе АО «Центродорстрой» (письмо №14/247А от 15.09.92г.). Представляют собой высококонцентрированные композиции парафиносодержащих углеводородов со спецприсадками на низколетучем растворителе. Тиксотропные ***ИАКС*** адаптированы к обработке вертикальных бетонных поверхностей. Наносятся распылением или обливом при температуре выше 15°С при расходных нормах 200...300 г/м^2. В заводских условиях эффективна ванная пропитка изделий в течение 1...2ч. Применимы для обработки монолитного бетона. По своей эффективности, низкой стоимости и комплексу свойств не имеют аналогов.

ПРЕИМУЩЕСТВА

* Готовые к употреблению жидкости; относятся к малоопасным продуктам (IV класс по ГОСТ 12.1.007)
* Минимальные затраты на обработку изделий; не требуют подготовки бетонной поверхности
* Пропитывают бетон по дефектам структуры, кольматируя и гидрофобизируя поверхностный слой
* Обеспечивают формирование в бетоне внутренней защитной изоляции толщиной 4...10 мм, не подверженной коррозии, отслоению и абразивному износу
* Не изменяют цвета бетона; позволяют окрашивать изделия атмосферостойкими акриловыми красками
* Препятствуют карбонизации и образованию в бетоне ***вторичного эттрингита (цементной бациллы)***, способствующего разрушению незащищённого изделия при морозно-коррозионном воздействии и отслоению покрытия НПО «Космос» (см. рисунок)
* Восстанавливают морозостойкость сборных дорожных изделий до проектной марки и выше

ПРИМЕНЕНИЕ

ИАКС апробированы на бетонных образцах заводов ЖБИ, поставлявших сборные изделия для МКАД

❖ Сравнительные значения водопоглощения (W, %), изменения массы (Δm, %), отношения прочности на сжатие основных и контрольных образцов ($R_o/R_к$, %) и марки бетона по морозостойкости (F) после N циклов испытания по третьему (-50°С) методу ГОСТ 10060.2-95:

✧ **Воскресенский ЗЖБИ**. Бетон В22,5; F200; пропарен при 60°С. N 20 циклов

	W	Δm	R_o / $R_к$	F
Без обработки	4,1	–4,6	78	–
После облива ***ИАКС*** (П2)	***0,6***	***+0,6***	***98***	***200***
После ванной пропитки ***ИАКС*** (П2)	***0,4***	***+0,5***	***130***	***200***

✧ **Черкизовский ЗЖБИ №18** Бетон В30; F300; пропарен при 50°С. 105 циклов

	W	Δm	R_o / $R_к$	F
Обработан ***ИАКС*** (П2Х), окрашен кроской «Силал»	***0,2***	***+0,9***	***103****	***600***
Обработан ***ИАКС*** (П3СХ), окрошен краской «Акриал»	***0,3***	***+1,5***	***114***	***600***

Примечание. *) Покрытие кремнеорганической краски «Силал» растрескалось

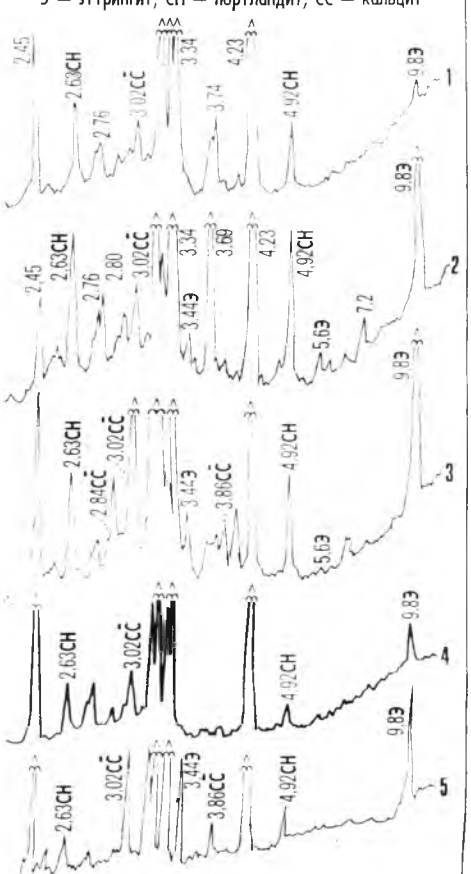
✧ **Купавинский ЗЖБИ**. Бетон В22,5; F200

❖❖ Сравнительные результаты испытаний по второму (-20°С) методу ГОСТ 10060.1-95 с учетом п.п. 4.9 и 4.14 ГОСТ 10060.0-95 после 150(1) и 200(2) циклов (см. таблицу)

Вторичная защита	W, %	$R_к$, МПа	R_o, МПа / % $R_к$		Δm, %		F
			1	2	1	2	
Отсутствует	1,1	33,9	30,5 / 90	28,5 / 84	–1,8	–3	<150
НПО «Космос»	0,1	30,3	29,6 / 98	22,2 / 73	+0,1	0	150
ИАКС	***0,1***	***27,9***	***34 / 122***	***37 / 133***	***+0,7***	***+0,4***	***200***

РЕНТГЕНОГРАММЫ БЕТОНА

Э — эттрингит; СН — портландит; СС — кальцит



1 - до испытания; 2...4 - после 200 циклов испытания по второму методу ГОСТ 10060.2; 2 - без защиты; 3 - с покрытием НПО «Космос»; 4 - обработанного ***ИАКС***; 5 - разрушающегося блока ДО МКАД с покрытием НПО «Космос» после двух лет эксплуатации

ПРЕДЛАГАЮТСЯ:

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ, ТЕХНИЧЕСКОЕ СОДЕЙСТВИЕ ПРИ ОПЫТНО-ПРОМЫШЛЕННОМ ВНЕДРЕНИИ, ПОСТАВКА СОСТАВОВ

Обращаться: ✉ 111524, г.Москва, ул.Плеханова, 7, ВНИИжелезобетон. ☎ (095) 306-3411, факс (095) 393-8538; Топильский Г.В.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ
И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ
ЖУРНАЛ

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1 (496)
Февраль 1999

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

МОРДИЧ А.И., ВИГДОРЧИК Р.И., БЕЛЕВИЧ В.Н., ЗАЛЕСОВ А.С. Новая универсальная каркасная система многоэтажных зданий 2

Бетоны

СОЛОМАТОВ В.И., ГУСЕВА А.Ю., КОНОНОВА О.В., КОНОНОВ М.Ю. Влияние способа помола смешанного вяжущего на формирование прочности цементных композиций 5

ГЕНДИН В.Я., ТОЛКЫНБАЕВ Т.А. Влияние деструктивных процессов при электротермообработке на прочность бетона 6

Строительное производство

КОЛЧЕДАНЦЕВ Л.М. Бетонирование сборных и монолитных конструкций с термовиброобработкой смесей 9

В помощь проектировщику

ПЕЦОЛЬД Т.М., ЛАЗОВСКИЙ Д.Н. Расчет усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений 11

БАЙРАМУКОВ С.Х. Изменение выгибов балок со смешанным армированием во времени 14

УТКИН В.С., УТКИН Л.В. Определение надежности железобетонных элементов при наличии в них силовых трещин, нормальных к продольной оси 15

Теория

ИСАЙКИН А.Я. Исследование надежности стержневых железобетонных конструкций логико-вероятностными методами 17

Экономия ресурсов

МАИЛЯН Р.Л., МАИЛЯН Д.Р ЯКОКУТОВ М.В. Снижение расхода стали при предварительном сжатии высокопрочной арматуры сжатой зоны изгибаемых элементов 20

Стандарты и нормативные документы

ИОСИЛЕВСКИЙ Л.И. Проблемы надежности железобетонных мостовых конструкций 23

Долговечность

ГУСЕВ Б.В., СТЕПАНОВА В.Ф., ЧЕРНЫЩУК Г.В. Модель расчета коррозионной стойкости бетона при воздействии агрессивной углекислоты воздуха 27

В порядке обсуждения

СИЗОВ В.П. Сопоставление коэффициентов вариации по средней прочности бетона и частным результатам в серии 29

КОРШУНОВ Д.А. Характеристики бетонной поверхности 31

Библиография

МАИЛЯН Р.Л. Новые идеи в разработке строительных технологий и материалов 32

Вниманию авторов и читателей

В связи с переходом нашего журнала в другое издательство сообщаем ***новый почтовый адрес редакции:*** 103031, Москва, ул.Рождественка, д.11, издательство "Ладья", для редакции журнала "Бетон и железобетон".

Местонахождение (помещение) и телефон редакции прежние (см.стр.32).

Москва
Издательство
"Ладья"

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

© Издательство "Ладья", журнал "Бетон и железобетон", 1999

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

А.И МОРДИЧ, канд.техн.наук, Р.И.ВИГДОРЧИК, В.Н.БЕЛЕВИЧ, инженеры (БелНИИС);
А.С.ЗАЛЕСОВ, д-р техн.наук, проф. (НИИЖБ)

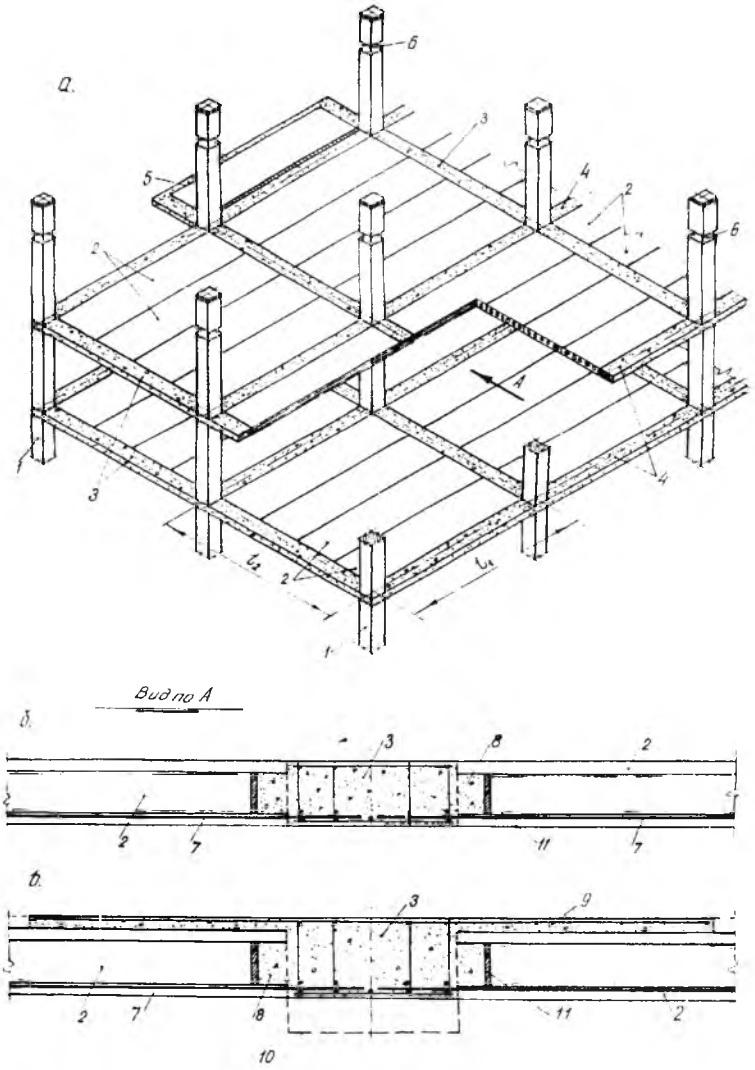
Новая универсальная каркасная система многоэтажных зданий

В нынешних экономических условиях строительства, когда существенно возросла стоимость строительных материалов и на первое место выдвинулась проблема энергосбережения как при возведении зданий, так и при их эксплуатации, требуется решительная замена применяющихся до сих пор материалоемких конструктивных систем на новые, прогрессивные. В современных многоэтажных зданиях, как правило, предполагается разделение функций несущих и ограждающих конструкций. Это означает использование в них несущих каркасов с навесными или поэтажно опертыми стенами. Внутренние объемы здания в таком случае разделяют перегородками.

Несущие каркасы являются наиболее сложным элементом многоэтажных зданий, в значительной мере определяющим потребительское качество и показатели последних, и известно достаточно большое количество вариантов их конструкций. В западной строительной практике широкое распространение получили каркасы из обычного или предварительно напряженного монолитного железобетона; известны сборно-монолитные каркасы, в том числе с преднапряжением арматуры в построечных условиях (ИМС и др.); каркасы со скрытыми металлическими колоннами и ригелями, перекрытия в которых образованы многопустотными плитами и т.п. В странах б.СССР нашли распространение каркасы системы ИМС, различных модификаций КУБа и др. Последние позволяют получить при достаточно большом шаге колонн (до 6 м) плоские диски перекрытий и, соответственно, обеспечить гибкие планировочные решения.

Вместе с тем известные каркасные системы, как правило, не в полной мере используют сложившуюся индустриальную базу строительства, имеют сложную технологию, включающую натяжение арматуры в построечных условиях и т.д.

Основой рассматриваемой в настоящей статье конструктивной системы многоэтажных зданий является новая конструкция [1] несущего каркаса (см.рисунок). Он состоит из традиционных сборных колонн и многопустотных плит, объединенных в единую пространственную несущую систему монолитными железобетонными несущими и связевыми ригелями. Ригели в ортогональных направлениях пропущены через специально оставленные в колоннах сквозные проемы. Рабочая арматура колонн в этих проемах полностью обнажена. Балконы, эркеры и другие архитектурные элементы могут быть выполнены на консолях, на продолжениях ригелей, выведенных за крайнюю колонну каркаса. Сопряжение многопустотных плит с несущими ригелями предложено осу-



Конструкция каркаса и варианты поперечных сечений несущих ригелей

а — общий вид каркаса; б — несущий ригель прямоугольного сечения; в — тавровый ригель с полкой в сжатой зоне

1 — колонны; 2 — многопустотные плиты; 3 — несущие монолитные ригели; 4 — связевые монолитные ригели; 5 — балконная консоль; 6 — проемы в колоннах для пропуска несущих и связевых ригелей; 7 — рабочая арматура многопустотных плит; 8 — бетонные шпонки в полостях плит, 9 — полки тавровых ригелей; 10 — выступы книзу ребра ригеля; 11 — ограничители шпонок

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ществлять посредством монолитных бетонных шпонок, образуемых в открытых по торцам плит полостям на глубину 100 ±20 мм при укладке монолитного бетона ригелей. По торцам многопустотных плит на 12...15 см может быть выпущена их рабочая арматура и/или в межплитные швы поперек ригелей могут быть установлены плоские сварные арматурные каркасы. Несущие ригели могут быть выполнены прямоугольного или таврового сечения с верхней полкой, размещаемой в стяжке пола. Совместная работа полок тавровых ригелей с перекрытием обеспечена анкерными связями по межплитным швам. Для жилых и общественных зданий ригели могут быть скрыты в диске перекрытия (поз.*б* на рисунке); для производственных зданий с большими нагрузками (например, гаражи и т.п.) их нижняя грань может выступать ниже перекрытия (поз.*в* на рисунке).

Продольная рабочая арматура несущих ригелей не требует предварительного напряжения. Однако вариантами конструкции каркаса предусмотрены также и преднапряженные несущие ригели с натяжением арматуры на бетон этих ригелей. Связевые ригели во всех случаях не требуют предварительного напряжения. При этих условиях каркасы с плоскими дисками перекрытий могут быть реализованы при размерах сетки колонн до 7,2х7,2 м.

Дом рассматриваемой конструктивно-технологической системы возводят в следующей последовательности. На смонтированных колоннах закрепляют монтажные мостики, снабженные поверху палубой. На нее концами устанавливают многопустотные плиты с зазором между их торцами, в котором размещают арматуру несущих ригелей. Одновременно устраивают опалубку связевых ригелей. Сквозную арматуру несущих и связевых ригелей пропускают через проемы в колонне. После завершения опалубочных и арматурных работ укладывают монолитный бетон несущих и связевых ригелей и межплитных швов. Не рекомендуется прерывать бетонирование по узлам сопряжения ригелей с колоннами, а также по несущим ригелям. В климатических условиях Беларуси, средней полосы и юга России каркас можно возводить практически в любую погоду. Под руководством проф. Н.П.Блещика в БелНИИСе разработаны составы монолитного бетона, позволяющие ему набирать прочность без обогрева при среднесуточной температуре воздуха до –10°С. При положительных температурах окружающего воздуха эти составы достигают 100% проектной прочности в течение 2 сут. После набора монолитным бетоном требуемой прочности монтажную оснастку (инвентарные стойки, мостики, кронштейны балконов и т.п.) снимают и переставляют на следующую захватку или перекрытие, а на готовом диске перекрытия устраивают стеновое ограждение, перегородки и выполняют последующие работы.

Для оценки надежности и разработки методов расчета несущего каркаса авторами в БелНИИСе был выполнен комплекс экспериментально-теоретических исследований. Все эти работы были проведены с испытаниями фрагментов каркасов, фрагментов рам, дисков перекрытий и их узлов в натурных размерах. В частности, были возведены и по методике применительно к ГОСТ 8829–85 испытаны поэтапным статическим нагружением до разрушения два фрагмента, включавших по две ячейки каркаса размером в осях колонн 6х6 м. В процессе испытаний регистрировали приложенные усилия, общие перемещения, деформации элементов каркаса, образование и раскрытие трещин. Эти испытания показали достаточную надежность конструкции каркаса и послужили основой рекомендаций по опытному проектированию и строительству дома с рассматриваемым каркасом.

Опытное строительство четырехэтажного двухсекционного жилого дома было осуществлено в микрорайоне Малиновка–6 (Минск) Стройтрестом № 4 концерна "Минскстрой". Несущий каркас в этом доме имел описанную выше конструкцию с размером сетки колонн 6х6 м. В диске перекрытия были применены плиты безопалубочного формования высотой 22 см, по четыре штуки в каждой ячейке. Колонны различной этажности сечением 30х30 см были выполнены с обнажением рабочей арматуры в уровнях дисков перекрытий. Бетон сборных и монолитных элементов по прочности был класса В25. Рабочее армирование колонн и ригелей было выполнено из стали класса А–III (А400). В процессе экспериментального строительства были проведены испытания каркаса здания на действие вертикальной нагрузки — дважды на диск перекрытия первого этажа до уровня эксплуатационной ($g_{вр}$ =3,8 кПа) и один раз на диск перекрытия третьего этажа до уровня расчетной по первому предельному состоянию ($g_{вр}$ = = 5,32 кПа).

Поэтапно возрастающую нагрузку с таким же шагом, как и при испытаниях фрагментов, создавали фундаментными блоками. При испытаниях проверке подвергали несущие ригели, стыки и узлы сопряжений плит с ригелями, ригелей с колоннами, способность каркаса к перераспределению усилий под нагрузкой между его элементами. Методика испытаний была принята так же, как и при испытаниях фрагментов каркасов, применительно к ГОСТ 8829–85, а критерии оценки натурного каркаса строящегося здания — по СНиП 2.03.01–84*. По всем параметрам были получены положительные результаты.

Так, общие перемещения (прогибы) середины пролета длиной 6 м наиболее нагружаемых несущих ригелей при допустимом по нормам прогибе (*l*/200), равном 30 мм, при контрольной нагрузке по жесткости (нагрузка от собственной массы и g =3.8 кПа) не превышали 4,5...6,0 мм. Наибольшее достигнутое при этом уровне нагрузки значение относительного укорочения бетона наиболее сжатой грани ригеля не превышало 0,03% (при предельной сжимаемости 0,30...0,35%). Наибольшее относительное удлинение рабочей арматуры находилось в пределах 0,030...0,035%. Ширина раскрытия трещин не превышала 0,15 мм.

Даже при нагружении на уровне расчетной нагрузки (нагрузка от собственной массы и g =5,32 кПа) максимальные значения прогибов наиболее нагруженных несущих ригелей не превышали 11,18 мм. Наибольшие прогибы в середине пролета многопустотных плит в ячейках каркаса при этой нагрузке составляли 12,60 и 13,86 мм. В середине пролетов связевых ригелей опытные прогибы были незначительны по величине и находились в пределах 2,17...3,02 мм. Достигнутая в опытах ширина раскрытия трещин на уровне рабочей арматуры не превышала 0,24 мм даже при действии расчетной нагрузки по прочности. При этом трещин в плитах, а также в колоннах, связевых ригелях и в бетонных монолитных швах, кроме отмеченных перед испытаниями мелких усадочных, не обнаружено.

Следует отметить, что в пределах расчетных нагрузок каркас под нагрузкой деформировался практически упруго, и только на последних стадиях нагружения наметилось несколько более интенсивное приращение прогибов. Наибольшие перемещения имели место в плитах в середине нагружен-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ной ячейки каркаса и в середине пролетов нагруженных несущих ригелей. Связевые ригели, расположенные вдоль плит, под нагрузкой получали незначительные прогибы вследствие вовлечения их в работу на изгиб примыкающими к ним многопустотными плитами. Несущий ригель в смежных пролетах, где ячейки каркаса не были нагружены, получил выгиб. Это свидетельствует о включении в работу под нагрузкой всех смежных с нагруженными ячейками элементов каркаса и перераспределении усилий на них. Следует также отметить, что к последним стадиям нагружения величина этого выгиба уменьшилась вследствие образования трещин в наиболее нагруженных сечениях несущего ригеля и падения величины их жесткости. Принятая расчетная модель МКЭ обеспечила удовлетворительное соответствие результатов расчета с опытными значениями в пределах нагружений каркаса до уровня расчетных нагрузок по первому предельному состоянию. Испытания в целом подтвердили также, что каркас под нагрузкой работает по рамно-связевой схеме.

Как было установлено при исследованиях, колонны в составе каркаса работают на внецентренное сжатие в плоскости несущей рамы. В плоскости связевых ригелей от воздействия вертикальной нагрузки величина изгибающего момента незначительна. Продавливание диска перекрытий колоннами предложено проверить оценкой прочности по наклонным сечениям непосредственно примыкающих к ним ригелей. Причем предусмотрены случаи размещения колонны в углу, на контуре и в середине диска перекрытия.

При оценке прочности стыка плит с несущими ригелями рассмотрены варианты сопряжения их посредством цилиндрических или прямоугольных шпонок. При этом стык подвергают проверке на отрыв верхней полки, разрыв межпустотных стенок плит, прочность бетонных шпонок на смятие, срез согласно п. 3.115 методики [2], а также на отрыв шпонки при изгибе от боковой грани несущего ригеля. Следует также отметить, что все экспериментальные исследования были проведены при стыках плит с несущим ригелем, когда плиты не содержали выпусков рабочей арматуры по торцам. При этом испытания стыков на бетонных шпонках показали, что требуемое нормируемое для хрупкого разрушения значение С =1,6 (согласно ГОСТ 8829-85) было превзойдено в 2,2 раза, и его фактическое значение составило $C_ф$ =3,56. Тем не менее для улучшения условий анкеровки рабочей арматуры многопустотных плит было решено разместить выпуски в монолитном несущем ригеле.

Учет распорных усилий, возникающих при изгибе и повороте многопустотных плит в замкнутом контуре из монолитных ригелей, позволил примерно в 2 раза сократить расход арматуры в плитах, рационально разместить рабочую арматуру в связевых и несущих ригелях.

Проведенные экспериментальные исследования и опытное строительство позволили разработать обоснованные рекомендации по проектированию зданий различного назначения на основе рассмотренного каркаса [3].

С использованием этих рекомендаций в 1996 г. было запроектировано 7-этажное здание гаража "Пегас" возле станции метро Ботанический сад (Москва), находящееся в настоящее время в стадии строительства. Институтами Гомельгражданпроект и БелНИИС запроектирован и возводится в Гомеле 9-этажный жилой дом. БелНИИС подготавливает рабочую документацию трехсекционного 9-этажного жилого дома и начал проектирование 17-этажного жилого дома в Минске. Намечены и другие объекты проектирования в Беларуси, России и в Украине. Во всех случаях преднапряжение перекрытий в построечных условиях не предусматривается.

Проведенный анализ результатов проектирования показывает, что удельный расход основных материалов на несущий каркас здания с сеткой колонн 6,0x6,0 м на 1 м^2 его полезной площади составляет: бетон — 0,16...0,20 м^3, цемент — 56...75 кг, сталь — 14...20 кг. Причем применение эффективной стали класса А–IV (Ат600с) на рабочее армирование ригелей и колонн вместо А–III (А400) позволяет снизить верхний предел расхода стали на 18...24%. Сокращение удельной материалоемкости позволяет снизить также и себестоимость строительства.

Опыт проектирования и строительства показал, что рассматриваемая конструктивная система полностью адаптирована к сложившейся индустриальной базе. Она предполагает массовое использование таких доступных конструкций и изделий, как многопустотные плиты, призматические колонны, товарные бетонные смеси, ячеистобетонные блоки, панели и др. Расходы на технологическую оснастку невелики. На 1 м^2 поверхности перекрытия масса оснастки не превышает 30...36 кг. Затраты на изготовление оснастки массой 34 кг на 1000 м^2 перекрытия полностью окупаются после возведения 8,5 тыс.м^2 перекрытий, т.е. практически после завершения строительства первого же дома.

Предложенная каркасная система позволяет не только существенно сократить, по сравнению с крупнопанельными домами, удельную материалоемкость, в два и более раза снизить массу многоэтажных зданий, но и обеспечить эффективную тепловую защиту последних при эксплуатации. Для этого предусмотрены легкие поэтажно опертые или навесные стеновые конструкции, возводимые с привлечением легких кладочных материалов, листовых изделий, тонкостенных плит, применяемых при необходимости в сочетании с эффективными утеплителями.

В БелНИИСе подготовлены альбомы типовых решений наружных стен и конструкций их стыков с каркасами, удовлетворяющих современным теплотехническим требованиям. Например, разработаны трехслойные энергоэффективные полосовые панели с удельной массой 170 кг/м^2 вместо 400 кг/м^2, с R =3,1 м^2· °С/Вт, изготовляемые в тех же формах, что и прежние типовые панели. Предложены конструкции стен с удельной массой 200 кг/м^2 из ячеистобетонных изделий. Эффективные стыки сопряжений стен с каркасом позволяют свести к минимуму потери тепла за счет резкого сокращения размеров "тепловых" мостиков и рациональной компоновки узлов. Межквартирные перегородки могут выполняться как каркасно-обшивной конструкции, так и кладкой из ячеистобетонных и других легких блоков, в зависимости от характера развития местной производственной базы, а также желания и возможностей потребителя.

Библиографический список

1. **Патент** России № 1776734 Каркас многоэтажного здания и способ его возведения/ А.И.Мордич, А.С.Залесов, И.И.Подлипская// Открытия. Изобретения, 1992, № 43 — с. 86.

2. **Пособие** по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (без предварительно напряжения)//ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. — 192 с.

3. **БелНИИС**. Рекомендации по проектированию зданий на основе унифицированного сборно-монолитного каркаса с плоскими перекрытиями из многопустотных плит и монолитных железобетонных ригелей, расположенных в их плоскостях. Минск, 1997. — 40 с.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

В.И.СОЛОМАТОВ, д-р техн.наук, проф., А.Ю.ГУСЕВА, канд.техн.наук (МГУ ПС); О.В.КОНОНОВА, канд.техн.наук, М.Ю.КОНОНОВ, инж. (Марийский ГТУ)

Влияние способа помола смешанного вяжущего на формирование прочности цементных композиций

Эффективное применение смешанных вяжущих способствует экономии цемента и снижению себестоимости бетонов и растворов. Смешанное вяжущее может быть получено как совместным помолом цемента с минеральным наполнителем, так и смешиванием цемента и наполнителя, размолотых раздельно до требуемой удельной поверхности. В настоящей работе предпринята попытка сопоставить эффективность производства и применения смешанных вяжущих совместного и раздельного помола, содержащих до 30% кварцевого наполнителя.

Изучены закономерности помола цементного клинкера, кварцевого песка и их смесей. В исследованиях применяли нормальный кварцевый песок и среднеалюминатный клинкер Новоульяновского цементного завода следующего минералогического состава (в %): C_3S =57, C_2S =18, C_3F = 8, C_4AF= =13. Для регулирования сроков схватывания в клинкер вводили 4,5% двуводного сульфата кальция. Зерна клинкера крупностью более 10 мм предварительно дробили до наибольшей крупности 10 мм.

На рис. 1 приведены результаты лабораторных испытаний, отражающие изменение удельной поверхности изучаемых материалов в зависимости от длительности их помола. На графике помола материалов выявилось два момента времени, когда удельные поверхности клинкера, кварцевого песка и их смесей совпадают — 12,5 и 35 мин.

В изученном факторном пространстве установлены следующие закономерности помола материалов. Зависимость удельной поверхности кварцевого песка от продолжительности помола носит практически линейный характер. У клинкера, в отличие от кварцевого песка, рост удельной поверхности со временем существенно замедляется. В интервале времени от 12,5 до 35 мин удельная поверхность клинкера была выше, чем у кварцевого песка. Соответственно, и энергозатраты на помол клинкера в этом интервале времени были ниже.

Потребовалось 15,5 мин для клинкера и 18 мин для кварцевого песка, чтобы их удельные поверхности достигли 200 м²/кг. После 35 мин процесс помола клинкера стал более энергоемким по сравнению с помолом песка. Для достижения удельной поверхности 280 м²/кг клинкер требовалось размалывать в течение 39,5 мин. Затраты времени на совместный помол компонентов смешанного вяжущего во всем диапазоне исследований имеют промежуточное значение между затратами времени на раздельный помол клинкера и кварцевого песка. По расчетам, для достижения заданной удельной поверхности смешанного вяжущего при совместном и раздельном помоле компонентов необходимо равное время. Полученные данные дают основание предполагать, что при совместном помоле нарастание удельной поверхности песка и цементного клинкера происходит с той же скоростью, которая имеет место при раздельном помоле. Таким образом, появляется возможность с достаточно высокой точностью прогнозировать удельную поверхность каждого компонента в смешанном вяжущем совместного помола по графикам помола чистых материалов.

Для оценки эффективности совместного и раздельного способов помола компонентов смешанного вяжущего сопоставлялись прочностные характеристики цементных композиций, содержащих от 10 до 30% наполнителя. Из цемента, полученного совместным помолом клинкера с кварцевым песком до удельной поверхности 270 м²/кг, готовили пасты с водотвердым отношением (В/Т) 0,27. Расплыв паст на встряхивающем столике составлял 18,5 см. При таком же значении В/Т параллельно готовили пасты, в которых применялся цемент раздельного помола с клинкерной составляющей, имеющей удельную поверхность 270 м²/кг. В одной серии образцов кварцевый песок имел удельную поверхность 180 м²/кг, а в другой — 270 м²/кг. В случае применения грубомолотого наполнителя расплыв паст на встряхивающем столике достигал 19–21 см в зависимости от степени наполнения. Образцы-балочки размером 4x4x16 см, изготовленные из смешанных цементов совместного и раздельного помола, твердели 28 сут в воде при 20°С. Результаты испытаний образцов на сжатие представлены на рис. 2.

Наибольшую прочность показали образцы, изготовленные из цемента совместного помола. При равной

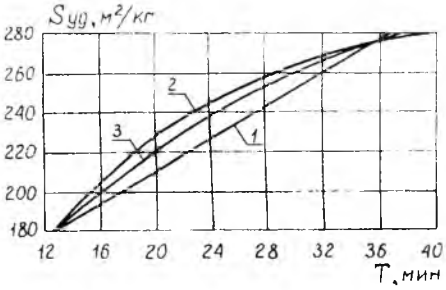


Рис. 1. Зависимость удельной поверхности кварцевого песка (1), цементного клинкера (2) и их смеси (3) от времени помола при содержании кварцевого наполнителя 30%

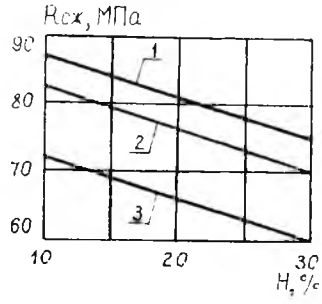


Рис. 2. Предел прочности при сжатии смешанного вяжущего совместного помола (1), раздельного помола с наполнителем дисперсностью 270 м²/кг (2), раздельного помола с наполнителем дисперсностью 180 м²/кг (3)

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

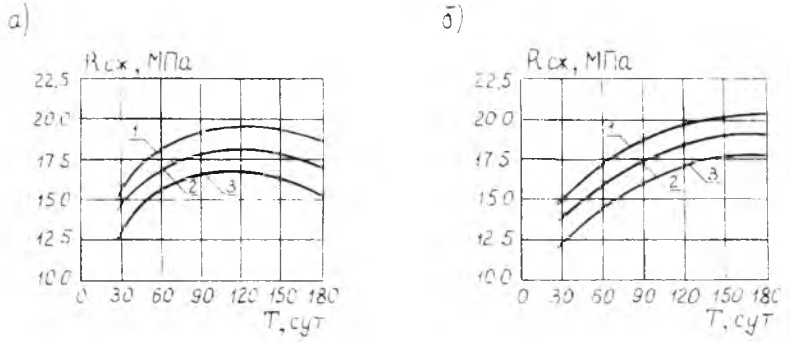


Рис. 3. Прочность керамзитобетона на смешанном вяжущем совместного (а) и раздельного (б) помола при содержании кварцевого наполнителя (%)

1 — 10; 2 — 20; 3 — 30

удельной поверхности компонентов (270 м^2/кг) и одинаковой подвижности паст прочность образцов на смешанном цементе раздельного помола оказалась на 6–8% ниже прочности образцов на смешанном цементе совместного помола, что является следствием эффекта активации цемента при совместном помоле клинкера и кварцевого наполнителя. Использование цемента раздельного помола с наполнителем дисперсностью 180 м^2/кг позволило получить образцы, прочность при сжатии которых оказалась на 19–20% ниже прочности образцов из цемента совместного помола.

Исследовано влияние способа помола смешанного цемента на формирование прочности при сжатии керамзитобетона с содержанием вяжущего 300 кг/м^3. Изготовлены две серии образцов-кубов с ребром 10 см из бетонной смеси жесткостью 10–20 с. Одну серию изготовляли на вяжущем совместного помола с удельной поверхностью 270 м^2/кг при содержании кварцевого наполнителя от 10 до 30%. Для другой серии применяли смешанный цемент раздельного помола с дисперсностью клинкерной составляющей 270 м^2/кг и дисперсностью кварцевого наполнителя 180 м^2/кг.

Первые 90 сут образцы твердели в среде с влажностью не ниже 90%, последующие 90 сут — в воздушно-сухих условиях при влажности 50% и температуре 20°С. Результаты определения прочности керамзитобетонов приведены на рис. 3.

Установлено, что в возрасте 28 сут керамзитобетон на цементе совместного помола имел прочность при сжатии в среднем на 10% выше, чем в случае применения цемента раздельного помола (при равном содержании кварцевого наполнителя). Прирост прочности всех образцов к возрасту 90 сут составил почти 30%, при этом керамзитобетон на цементе совместного помола сохранил свое преимущество в прочности. Приведенные данные свидетельствуют о положительном влиянии повышенной дисперсности кварцевого наполнителя на структурообразование исследуемых составов, а также наличии эффекта активации цемента при совместном помоле.

В результате дальнейших испытаний установлено, что в возрасте 180 сут у керамзитобетона на цементе совместного помола отсутствует прирост прочности. Более того, при 30%-ном содержании кварцевого наполнителя наблюдается снижение прочности на 7% по сравнению с прочностью образцов этой серии в возрасте 90 сут. Прочность бетонов на цементе раздельного помола продолжала нарастать. В итоге она превысила прочность керамзитобетонов на цементе совместного помола на 12–15%.

Результаты исследований показывают, что преимущества в прочности композиционных материалов, связанные с активацией цемента при совместном помоле с кварцевым наполнителем, с течением времени могут быть утрачены. Цементы раздельного помола с грубодисперсным наполнителем обеспечивают более стабильный прирост прочности композиционного материала во времени в условиях изменения влажности окружающей среды.

В.Я.ГЕНДИН, канд.техн.наук (ЦМИПКС при МГСУ); Т.А.ТОЛКЫНБАЕВ, канд.техн.наук (Таразский государственный ун-т)

Влияние деструктивных процессов при электротермообработке на прочность бетона

Известно, что тепловая обработка вызывает протекание в бетоне деструктивных процессов, ухудшающих его качественные показатели. В практике изготовления сборных железобетонных изделий и бетонирования монолитных конструкций качество бетона, как правило, определяется его прочностью.

Нами проведены исследования интенсивности деструктивных процессов при электротермообработке и их влияния на прочность прогретого бетона. В опытах применяли бетоны, приготовленные на портландцементе М 400 Щуровского завода. Расход цемента составлял 260, 335 или 420 кг/м^3, воды 160, 180 или 200 кг/м^3. В/Ц бетона принимали равным 0,43; 0,48; 0,54; 0,6 и 0,7; его прочность соответствовала классам В15; В 17,5; В22,5; В27,5 и В30.

Кубы с ребром 10 см прогревали в специальных формах со стальными бортами, с поддоном и перегородками из текстолита. До начала прогрева неопалубленную поверхность образцов тщательно укрывали полимерной пленкой или оставляли открытой, формы утепляли. Продолжительность предварительного выдерживания составляла 1 ч, скорость подъема температуры —10, 20, 40 и 60°С/ч, температура изотермического прогрева — 60, 70 или 80°С. Продолжительность изотермического прогрева обеспечива-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

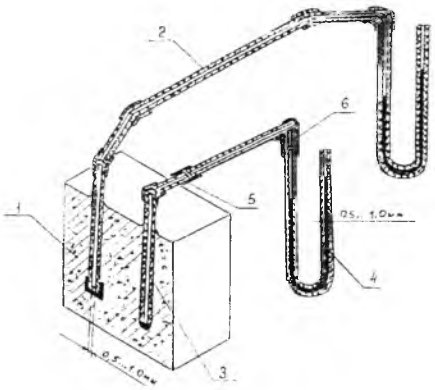


Схема устройства для измерения давления в поровом пространстве бетона

1 — бетонный образец; 2 — стеклянный капилляр; 3 — параллельный датчик; 4 — водяной манометр; 5 — цепочки стеклянного капилляра; 6 — резиновые трубки

ла приобретение бетоном 50 или 70% R_{28}.

Для измерения давления в поровом пространстве бетона применяли датчики, состоящие из стеклянных капилляров с внутренним диаметром 1 мм. Нижний торец датчика защищали от засорения мелкими частицами заполнителей капроновой сеткой, верхний конец датчика, выступающий из бетона на 20...25 см, соединяли резиновой трубкой с V-образным водяным манометром, внутренний диаметр капилляров которого также был равен 1 мм. Резиновый шланг заполняли отрезками стеклянных капилляров для снижения объема воздуха в системе. Нижний конец капилляра устанавливали в бетон на глубину от 20 до 90 мм от верхней поверхности образца. Поправку на нагревание воздуха в датчике и прилегающем участке шланга учитывали путем установки параллельного датчика с запаянным нижним концом, верхний конец параллельного датчика соединяли с аналогичным водяным манометром (см.рисунок).

Погрешность измерения давления вследствие сжимаемости воздуха в капиллярах и шлангах определяли экспериментально, и в результаты опытов вносили соответствующую поправку. На предложенную авторами данной статьи конструкцию датчиков давления в поровом пространстве бетона поданы заявки на выдачу патентов и получены положительные решения Национального патентного ведомства Республики Казахстан. Влагопотери бетона определяли путем непрерывного взвешивания на весах с фиксированием массы образцов через 15...30 мин.

Исследования авторов и других специалистов [1, 2] показали, что основными независимыми деструктивными факторами при тепловой обработке бетона являются скорость подъема его температуры и температура изотермического прогрева, а также условия электротермообработки, т.е. степень укрытия неопалубленной поверхности. От количественного значения этих факторов зависит интенсивность воздействия на бетон вторичных деструктивных факторов — избыточного

Таблица 1

Скорость подъема температуры бетона, °С/ч	Температура изотермического прогрева, °С	Продолжительность изотермического прогрева, ч	Начальное водосодержание, B_o, кг/м^3	Расход цемента, кг/м^3	Укрытие неопалубленной поверхности бетона	Избыточное давление, мм вод.ст.	Влагопотери, кг/м^3 / % B_o	Прочность бетона, кг/см^2 / % R_{28} в возрасте 1 сут	28 сут
10	80	10	180	335	У	–140	30 / 17	158 / 70,2	226,2 / 100,5
20	60	11	180	335	У	23	33,3 / 18,5	145 / 57	240 / 93
То же	70	7	180	335	У	29	27 / 15	140 / 53	238 / 92
-"-	80	11	160	335	У	58	27 / 17	176 / 67	253 / 96
-"-	То же	11	180	335	У	36	40 / 22	145 / 64	205 / 91
-"-	-"-	11	200	335	У	29	47 / 23,5	111 / 55	181 / 89,6
-"-	-"-	11	180	260	У	40	37 / 20,5	93 / 56	141 / 85,4
-"-	-"-	11	180	420	У	30	30 / 17	256 / 66	367 / 95
-"-	-"-	11	180	335	О	26	50 / 27,3	113 / 52	174 / 80
40	80	12	180	335	У	95	43,3 / 24,1	158 / 49,3	275 / 86
60	60	14	180	335	У	143	37 / 20,5	122 / 53	196 / 85
То же	70	8	180	335	У	160	33,3 / 18,5	111 / 43	203 / 73
-"-	80	13	180	335	У	175	40 / 22,2	115 / 50	187 / 81
-"	То же	13	180	335	О	130	60 / 33,3	91 / 42	161 / 74

Примечания: 1. При скорости подъема температуры бетона 10°С/ч и менее в его порах возникает вакуум, а не избыточное давление.
2. У и О обозначают соответственно укрытые полимерной пленкой или открытые образцы

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 2

Деструктивные факторы	Кратность изменения параметров, раз			
	Избыточное давление в порах бетона	Влагопотери бетона	Прочность при сжатии, кг/см² / % R_{28}, в возрасте	
			1 сут	28 сут
Независимые деструктивные факторы				
Скорость подъема температуры от 20 до 60°С/ч	4,86	1,01	1,28	1,12
Температура изотермического прогрева от 60 до 80°С	1,57	1,19	1,12	1,01
Степень укрытия неопалубленной поверхности, У/О	1,38	1,26	1,23	1,13
Вторичные деструктивные факторы				
Избыточное давление в порах бетона от 26 до 130 мм вод.ст.	–	1,2	1,24	1,08
Влагопотери бетона от 18 до 22% $В_о$	–	–	1,12	1,02

давления в его поровом пространстве и влагопотерь в процессе прогрева. Некоторое влияние на прочность бетона оказывает степень неравномерности температурного поля в прогреваемом бетоне.

Результаты экспериментов, выполненных авторами, приведены в табл. 1. Их анализ позволяет установить степень влияния каждого из исследованных деструктивных факторов на прочность бетона.

В табл. 2 приведены данные о влиянии независимых деструктивных фактором на прочность бетона. Там же показана зависимость прочности бетона от вторичных деструктивных факторов. Пределы изменения величин каждого из факторов при одинаковым значениях остальных факторов приняты по данным табл. 1. В табл. 2 влияние каждого деструктивного фактора, кроме случаев, когда варьируется сам этот фактор, показано при скорости подъема температуры 20°С/ч, температуре изотермического прогрева 80°С для укрытых образцов, при начальном водосодержании 180 кг/м³ и расходе цемента 335 кг/м³.

Ознакомление с данными обеих таблиц позволяет установить следующие закономерности. Подтверждено, что наибольшее влияние на прочность прогретого бетона и на интенсивность вторичных деструктивных факторов оказывает изменение скорости подъема его температуры. Следующим по значимости своего влияния на деструкцию прогреваемого бетона фактором является степень укрытия неопалубленной поверхности. Меньшее влияние на деструкцию оказывают температура изотермического прогрева, а также, как показали наши исследования [3], неравномерность температуры в прогреваемом бетоне.

Рассмотрим влияние на прочность прогреваемого бетона вторичных деструктивных факторов.

Данные табл. 2, казалось бы, свидетельствуют о существенном влиянии на прочность бетона повышения избыточного давления в его порах. При повышении давления в 5 раз прочность прогретого бетона в возрасте 1 и 28 сут уменьшается соответственно в 1,24 и 1,08 раза. Однако следует учитывать, что с ростом давления вследствие увеличения скорости подъема температуры бетона на него оказывают деструктивное воздействие и другие вторичные факторы. При этом уменьшение прочности прогретого бетона отражает не только влияние на структуру материала повышения избыточного давления в его порах, но и разрушающее действие других вторичных факторов. Степень деструкции бетона в результате интенсификации только одного фактора, т.е. возрастание давления, будет значительно меньше, чем это показано в табл. 2.

Аналогичная картина наблюдается при рассмотрении влияния на прочность бетона влагопотерь при его прогреве, так как одновременно с их ростом интенсифицируется воздействие на материал и других вторичных деструктивных факторов. Они в комплексе вызывают снижение прочности бетона. Учитывая изложенное, полагаем, что по интенсивности воздействия независимых деструктивных факторов можно приближенно прогнозировать уменьшение прочности прогретого бетона. Однако недобор прочности бетоном под влиянием каждого отдельного деструктивного фактора на нынешнем уровне наших представлений о деструктивных процессах в прогреваемом бетоне с достаточной для практических целей точностью прогнозировать невозможно.

Результаты экспериментов, приведенные в табл. 1, показывают, что с увеличением расхода цемента с 260 до 420 кг/м³, т.е. в 1,6 раза (при неизменных остальных технологических параметрах), избыточное давление в поровом пространстве бетона уменьшается с 40 до 30 мм вод.ст., т.е. в 1,25 раза. Уменьшение давления происходит вследствие возрастания объема контракционных пор с повышением содержания цемента в бетоне. Увеличение начального водосодержания бетона со 160 до 200 кг/м³, как видно из табл. 1, приводит к уменьшению избыточного давления в порах бетона с 58 до 29 мм вод.ст., т.е. в 2 раза. Очевидно, что при этом деструкция бетона от воздействия избыточного давления в порах уменьшается. Однако согласно табл. 1 прочность бетона при этом не повышается, а снижается. Причиной этого является значительно более сильное влияние на снижение прочности прогретого бетона возрастания его В/Ц с 0,48 до 0,6.

Ограниченный объем журнальной статьи не позволяет изложить все результаты выполненных исследований, а также предложенные авторами технологические рекомендации, направленные на повышение качества бетона путем снижения интенсивности его деструкции при электротермообработке. Следует также отметить, что проведенные нами, а также другими специалистами исследования являются лишь началом в деле изучения внутренних деструктивных процессов при тепловой обработке бетона. Более полные знания в этой области должны послужить основой для разработки технологических рекомендаций, направленных на повышение качества бетона.

Библиографический список

1. **Крылов Б.А., Копылов В.Д.** Кинетика потерь влаги бетонами в процессе электропрогрева.//Вопросы общей технологии и ускорение твердения бетона/Сб.трудов НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1970. — С. 186–194.

2. **Малинина Л.А.** Тепловлажностная обработка тяжелого бетона — М.: Стройиздат, 1977. — 159 с.

3. **Гендин В.Я., Толкынбаев Т.А.** Повышение качества бетона в результате уменьшения его деструкции в процессе электротермообработки. — М.: Машиностроение, 1998. — 178 с.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Л.М.КОЛЧЕДАНЦЕВ, канд.техн.наук (СПбГАСУ)

Бетонирование сборных и монолитных конструкций с термовиброобработкой смесей

В технологии монолитного и сборного бетона и железобетона одним из важнейших переделов является термообработка. Известно, что метод тепловой обработки бетона оказывает существенное влияние на сроки достижения распалубочной или отпускной прочности, величину энергозатрат, расход цемента и качество бетона. Из этого следует, что применительно к современным условиям конкурентоспособность сборных и монолитных конструкций в значительной мере зависит от применяемого способа термообработки бетона.

Одним из перспективных методов бетонирования является предварительный электроразогрев бетонной смеси, предложенный проф. А.С.Арбеньевым в 1962 г., который правомерно рассматривать как высокоэффективный способ ускорения твердения бетона. Суть метода [1] заключается во внесении тепла в бетонную смесь до ее укладки и уплотнения, что выгодно отличает его от других методов, основанных на внесении тепла в твердеющий бетон. В частности, при предварительном разогреве сводится к минимуму негативное влияние неравномерного объемного расширения компонентов бетонной смеси при ее нагреве, так как этот процесс происходит в стадии пластического состояния бетонной смеси и до ее уплотнения. Постепенное остывание бетона из разогретой смеси создает благоприятные условия для реализации принципа Ле-Шателье, в соответствии с которым при отводе тепла во внешнюю среду интенсифицируются экзотермические реакции гидратации цемента. Внесение тепла в момент максимальной концентрации реагирующих масс, активация реакций экзотермии, максимум интенсивности которой наступает примерно через 1,5 ч после разогрева, минимум деструктивных явлений — все это способствует ускоренному формированию плотной структуры бетона при минимальных затратах на его термообработку [2].

Первоначально предварительный разогрев смеси осуществляли в поворотных бункерах, оснащенных пластинчатыми электродами, и в кузовах автосамосвалов, в которые на посту разогрева опускалась гребенка электродов. Опасность потери подвижности бетонной смеси, большие разовые мощности, трудности, связанные с обрастанием электродов, обусловили переход от порциального разогрева к непрерывному. За прошедшие годы предложены десятки способов и устройств, в основу которых положен непрерывный разогрев смеси. Прослеживается явно выраженная тенденция совмещать непрерывный разогрев смеси с другими способами ее активации.

Наиболее перспективными, по нашему мнению, являются устройства типа "труба в трубе", предложенные проф.А.С.Арбеньевым. В таких устройствах электроразогрев смеси дополняется воздействием на нее вибрации, избыточного давления, пара, электромагнитных полей и других технологических факторов. В последней модификации таких устройств, названной ее разработчиками "синергогенератор", авторы выделяют девять видов технологических воздействий на бетонную смесь. Такая комплексная обработка смеси в лабораторном образце устройства, созданном во Владимирском техническом университете, позволила получить 200% от марочной прочности бетона.

Научное содружество, которое представляет автор данной статьи, с 1980 г. проводит исследования и разработки, направленные на повышение технологичности и эффективности устройств для непрерывного электроразогрева бетонной смеси. В результате этой деятельности и с учетом обобщений наработок других творческих коллективов, находящихся во Владимире, Москве, Магнитогорске и в других городах, созданы установки для термовиброобработки бетонной смеси (ТВОБС).

Разработаны установки различной модификации с расположением термовиброоргана в наклонном и в вертикальном положениях, с возможностью применения в заводских, полигонных или построечных условиях [3]. Устройство, принцип действия и характеристики установок ТВОБС независимо от их модификации сводятся к следующему. Бетонная смесь с осадкой конуса 10±2 см и крупностью заполнителя до 25 мм, приготовленная и доставленная к месту бетонирования по традиционной технологии, загружается в бункер установки. Объем бункера определяется заказчиком и находится, как правило, в пределах 1,5...3,0 м^3. Под воздействием вибрации и сил гравитации смесь поступает в термовиброорган, представляющий собой устройство типа "труба в трубе", оснащенное электродами, вибраторами и регулируемым затвором. Объем электродной камеры термовиброоргана составляет 0,1...0,2 м^3. Размещение электродов на внутренней поверхности наружной трубы при той же площади токосъемных элементов, что и у аналога (следовательно, и при той же производительности и температуре разогрева), позволило сократить длину электродной камеры по сравнению с аналогом почти в три раза. Это в сочетании с другими конструктивно-технологическими решениями, обеспечивающими доступ к внутренним поверхностям термовиброоргана в течение 1...2 мин, свело к минимуму проблему его очистки, что

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

в конечном счете предопределило жизнеспособность устройства и технологии в целом.

Обработка смеси осуществляется при ее прохождении по кольцевому сечению термовиброоргана. Процессы, происходящие в бетонной смеси при ее обработке, можно представить следующим образом. Под воздействием температуры резко ускоряются химические реакции взаимодействия цемента с водой. Вибрация способствует дефлокулизации зерен цемента, частичной их диспергации, удалению с поверхности крупного заполнителя глинистых отложений, пыли, пленок окислов. При разогреве бетонной смеси в замкнутом объеме часть свободной воды превращается в пар, что приводит к появлению избыточного давления, под воздействием которого влага интенсивнее проникает в зерна цемента. Этому способствуют следующие обстоятельства: пленки гидратных новообразований на зернах цемента в этот период имеют неустойчивый рыхлый характер; при повышенных температурах уменьшается вязкость воды; проницаемость пара по сравнению с водой выше на порядок.

Кроме температуры и вибрации, как основных технологических воздействий, углублению и интенсивности реакций гидратации способствуют, по-видимому, и сопутствующие факторы, например, переменное электрическое поле. Совокупное влияние указанных технологических воздействий обеспечивает не только ускорение реакций гидратации цемента, но и их углубление. Большее количество цемента вовлекается "в работу" на ранних стадиях твердения бетона.

Изложенное выше подтверждено как лабораторными исследованиями, так и отслеживанием кинетики нарастания прочности бетона из термовиброобработанных смесей в производственных условиях. Проиллюстрируем это примером.

На полигоне УП ЖБИ ЗАО "Трест Спецтоннельстрой" (Санкт-Петербург) с декабря 1997 г. работает установка ТВОБС производительностью 5,5 м^3/ч при температуре разогрева смеси 70°С. Установка размещена на самоходном портале, который перемещается вдоль полигона. В поперечном направлении установка перемещается по порталу. Подача бетонной смеси от бетоносмесительного узла осуществляется по транспортеру непосредственно в загрузочный бункер установки.

В период с 7 апреля по 17 июня 1998 г. с помощью установки ТВОБС было изготовлено 360 свай С–35–14 с общим объемом 622,8 м^3 из бетона М 300 (класс В22,5). Состав бетонной смеси на 1 м^3 (кг): портландцемент Пикалевского завода (М 400) — 440; щебень гранитный (фракция 5–20) — 1080; песок ($M_{кр}$=2,1) — 747; вода — 165 (без учета влажности заполнителей). Осадка конуса 10...12 см. Бетонная смесь, проходя через установку ТВОБС, разогревалась до температуры 65...70°С.

По ходу укладки и уплотнения бетонной смеси отформованные участки свай укрывались слоем полиэтиленовой пленки и двумя слоями брезента. Между пленкой и брезентом обеспечивался воздушный зазор в 30...40 мм. Выдерживание конструкций осуществлялось методом термоса без подачи пара в формы. Через 1 сут прочность бетона составляла 90...100% марочной. В связи с производственной необходимостью половина свай от указанного количества была изготовлена при двукратной оборачиваемости форм в сутки: в двух двуместных формах в сутки изготовляли 8 свай.

По внешнему виду и физико-механическим свойствам бетона сваи соответствовали ГОСТ 19804–91. Прочность бетона определяли по контрольным образцам и непосредственно в теле конструкции. Образцы-кубики размещались на выдерживаемых конструкциях, что обеспечивало идентичность режимов твердения бетона в кубиках и сваях. Кроме того, сваи испытывали на трещиностойкость.

По мере изготовления, как правило через сутки, сваи отправляли на строительную площадку, где погружали сваебойным агрегатом "Сумитомо" с помощью дизель-молота массой 2,5 т. В процессе забивки свай не было ни одного случая их разрушения.

Кроме использования в стационарных условиях (в цехе, на полигоне), установки ТВОБС можно успешно применять на строительных площадках. Проектами таких установок предусмотрена их работа на крюке крана. Возможность укладки бетонной смеси в любую точку захватки, границы которой определяются зоной действия крана, дополняется преимуществами термовиброобработки смеси, осуществляемой в непрерывном режиме.

При возведении монолитных конструкций с модулем поверхности $M_п$<10м$^{-1}$ отпадает необходимость в их прогреве традиционными методами при температуре наружного воздуха до –25°С. Кроме ускорения темпов набора прочности бетона (через сутки конструкции можно загружать) и экономии энергозатрат (удельный расход электроэнергии составляет 50 кВт·ч/м^3), сокращаются трудозатраты (не нужно устанавливать и переключать электроды, греющие провода и т.п., уменьшается время работы дежурного электрика). Важным аспектом является надежность технологии: после укладки разогретой смеси температурный режим выдерживания бетона не зависит от случайных факторов строительного производства (аварийное отключение электроэнергии, нарушение электриком производственной дисциплины и т.п.).

Изготовление установок ТВОБС организовано на предприятиях военно-промышленного комплекса Санкт-Петербурга. Разработчик обеспечивает технологическое сопровождение на начальных этапах их внедрения. Срок окупаемости затрат на внедрение интенсифицированной технологии бетонирования составляет 4...8 мес при годовом объеме работ соответственно 10...5 тыс.м^3 термовиброобработанной смеси.

Библиографический список

1. **Арбеньев А.С.** От электротермоса к синергобетонированию. — Владимир: изд. Владим.гос.техн.ун-та. 1996. — 272 с.

2. **Крылов Б.А., Ли А.И.** Форсированный электроразогрев бетона. — М.: Стройиздат. 1975. — 156 с.

3. **Колчеданцев Л.М.** Интенсифицированная технология бетонирования среднемассивных конструкций//Монтажные и специальные работы в строительстве. — 1998. — № 4. — с. 7–11.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Т.М.ПЕЦОЛЬД, д-р техн. наук (Белорусская государственная политехническая академия);
Д.Н.ЛАЗОВСКИЙ, канд.техн. наук (Полоцкий государственный ун-т)

Расчет усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений*

Склееный бетон растянутой зоны включается в работу с момента инъецирования в соответствии с диаграммой деформирования (рис.2). Деформации растянутого бетона, вводимые в расчет определяются из условия

$$\bar{\varepsilon}_{bt,i}(t) = \varepsilon_{bt,i}(t) - \varepsilon_{bt,i}(\bar{t}), \quad (9)$$

где $\varepsilon_{bt,i}(t)$ - относительная деформация i-той элементарной площадки в рассматриваемый момент времени t, $\varepsilon_{bt,i}(\bar{t})$ - относительная деформация i-той элементарной площадки в момент инъецирования.

Железобетонные конструкции эксплуатируемых строительных сооружений, подвергнутые усилению, также как и вновь изготовленные, должны удовлетворять предъявляемым требованиям не только по несущей способности, но и по трещиностойкости и деформациям. Усиливаемая часть конструкции в рассматриваемый период времени может уже иметь нормальные трещины в растянутой зоне, состояние усиливающей части может характеризоваться отсутствием нормальных трещин. Расчет трещиностойкости и деформаций усиленных конструкций производится на основе параметров напряженно-деформированного состояния нормальных сечений, основных положений теории деформаций В.И. Мурашева - Я.М. Немировского и теории составных стержней А.Р. Ржаницына [8].

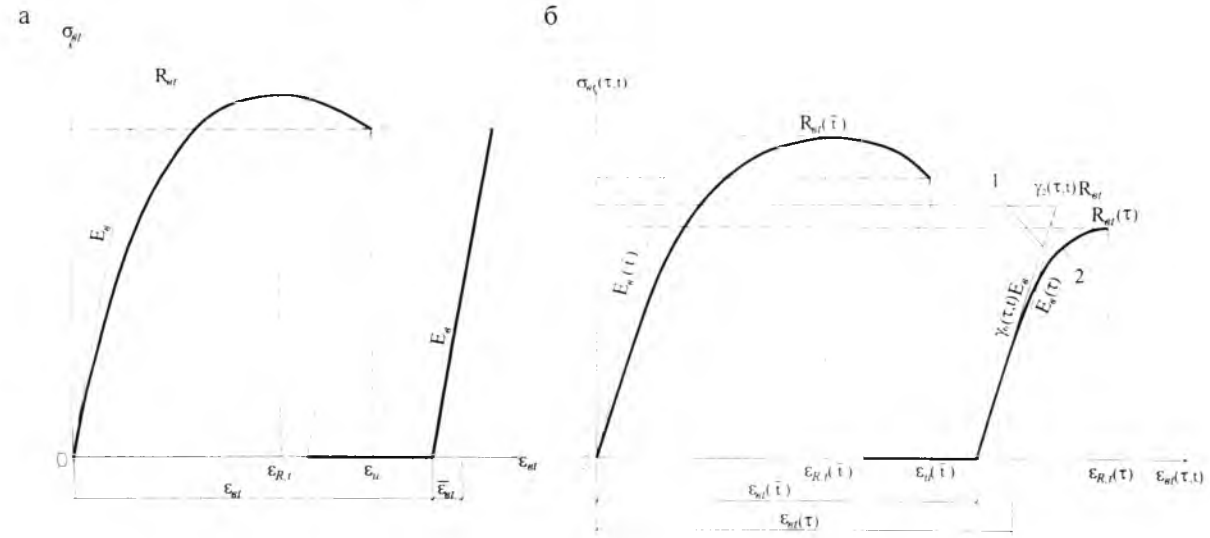


Рис. 2. Диаграммы деформирования бетона железобетонных конструкций при растяжении в случае инъецирования трещин:
а — при кратковременном действии нагрузки; б — при длительном действии нагрузки до инъецирования и кратковременном (1) или длительном (2) после инъецирования

Ширина раскрытия трещин определяется как накопление относительных взаимных смещений арматуры и бетона на длине участка между трещинами l_{crc}.

$$a_{crc} = \frac{2 \cdot \lambda(t)}{G(t)} \cdot \frac{M(\bar{t}) + \Delta M(t)}{y_{0,c}(t) - y_s} \cdot th\left[\lambda(t) \cdot \left(\frac{l_{crc}}{2}\right)\right]. \quad (10)$$

* *Окончание. Начало см. в № 6 за 1998г.*

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Расстояние между трещинами можно находить из выражения

$$l_{crc} = \frac{2}{\lambda(t)} \ln\left(D + \sqrt{D^2 + 1}\right), \qquad (11)$$

Коэффициенты, входящие в выражения (10), (11), равны

$\lambda(t) = \sqrt{G(t) \cdot \gamma(t)}$, ($G(t)$ - модуль сдвиговых деформаций) (12)

$$D = \frac{M(\bar{t}) + \Delta M(t)}{M(\bar{t}) + \Delta M(t) - \left[y_{0,c}(t) - y_s\right] \cdot \left[\sigma_s - \varepsilon_{btu} E_s\right] \cdot A_s}. \qquad (13)$$

$$\gamma(t) = \frac{\left[y_{0c}(t) - y_s\right]^2}{\sum_{i=1}^{n} E_b(t) A_i \left[y_{0c}(t) - y_b\right]^2 + \sum_{i=1}^{n_{0d}} E_{b,0d}(t) A_{i,0d} \left[y_{0c,i}(t) - y_{b,0d}\right]^2 + \sum_{i=k+1}^{n} E_s(t) A_i \left[y_{0c}(t) - y_s\right]^2}. \qquad (14)$$

Коэффициент ψ_s, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами, находится как отношение средних относительных деформаций i-того ряда арматуры на участке между трещинами к относительным деформациям в сечении с трещиной

$$\psi_{s,i} = 1 - \frac{2\left[M(\bar{t}) + \Delta M(t)\right]}{\left(y_{0c}(t) - y_s\right)\sigma_{si}(t) l_{crc} A_{si}} \left\{\frac{l_{crc}}{2} - \frac{1}{\lambda(t)} th\left[\lambda(t)\left(\frac{l_{crc}}{2}\right)\right]\right\}. \qquad (15)$$

При количестве рядов арматуры более, чем один, рассматривается участок железобетонного элемента между трещинами, как составной стержень, состоящий из железобетонного элемента (входят элементарные слои бетона и арматуры, не пересекаемые трещиной в сечении с трещиной) и арматурного пояса с обобщенными характеристиками, между которыми действуют сдвигающие усилия. Если расстояние между слоями арматуры по высоте сечения превышает $5d$ (d - диаметр арматуры) учитывается каждый слой арматуры в отдельности. Если нормальная трещина пересекает податливый контактный шов между усиливаемой и усиливающей частями конструкции, он также учитывается в данной расчетной схеме.

Деформации железобетонных элементов после усиления могут быть вычислены по известным формулам строительной механики с учетом кривизн или жесткостей сечений. Величина деформаций усиленных железобетонных конструкций в зависимости от метода усиления и предъявляемых требований может отсчитывается от начального состояния усиливаемой конструкции или состояния конструкции после усиления.

С целью экспериментальной проверки разработанного метода расчета железобетонных элементов, усиленных увеличением поперечного сечения, при действии кратковременной нагрузки было проведено испытание по однопролетной балочной схеме 23 опытные балки размером 80x160x1500 мм, распределенных на четыре серии и 6 опытных колонн размером 120x120x850 мм. В I и II серии входили по 4 балки, усиленных в растянутой зоне приваркой дополнительной арматуры с последующим обетонированием. В III серию - входило 6 опытных балок, усиленных приклеиванием оклеечного стеклопластика к растянутой грани балок. Опытные балки IV серии были усилены в сжатой зоне наращиванием бетоном толщиной 60 мм. Усиление опытных колонн производилось устройством железобетонной обоймы толщиной 40 мм. Кроме того, в каждую серию для сопоставления входило по одной балке, которые испытывались без усиления. В качестве рабочей продольной арматуры опытных балок использовалась арматура: для опытных балок I серии - класса А-III, для балок II, III иIV серии - класса Ат-IVC, для опытных колонн - Ат-V. Армирование опытных балок трех первых серий в растянутой зоне производилось таким образом, чтобы выполнялось условие $\xi \le \xi_R$, балки IV серии были армированы при условии $\xi > \xi_R$. Дополнительная арматура при усилении растянутой зоны опытных балок была принята: для балок I и II серий - класса А-II, для колонн - класса Ат-V, для опытных балок III серии - оклеечный стеклопластик из 2-х или 3-х слоев стеклоткани СТ-13 на эпоксидном клее с инъецированием нормальных трещин. Совместная работа дополнительного бетона в сжатой зоне опытных балок и колонн обеспечивалась насечкой поверхности контакта на глубину до 10 мм и выпусками поперечной арматуры, в растянутой зоне - насечкой растянутой грани опытных балок перед обетонированием дополнительной арматуры.

В качестве варьируемых факторов были приняты: для опытных балок I и II серии - относительный изгибающий момент от нагрузки в момент усиления M/M_u (0; 0.3; 0.65; 0.85); для опытных балок III серии - относи-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

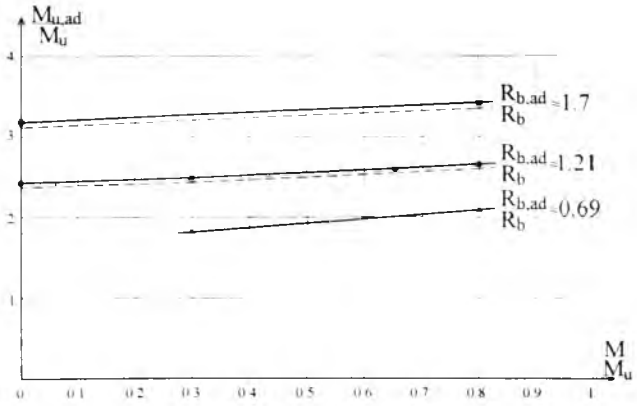


Рис. 3. Зависимость увеличения разрушающего момента опытных балок 1 серии, усиленных наращиванием (had/h=0,375) в сжатой зоне от уровня нагружения

— опытная; - - - - — расчетная

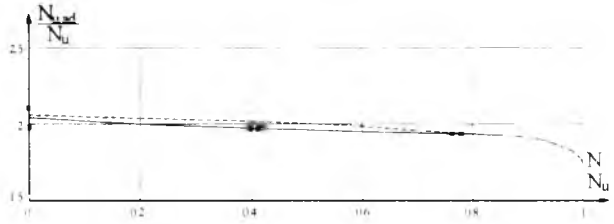


Рис. 4. Зависимость разрушающей нагрузки опытных колонн, усиленных железобетонной обоймой от уровня нагрузки при усилении

опытная; - - - - расчетная

тельный изгибающий момент от нагрузки в момент усиления M/M_u (0; 0.24; 0.7; 0.9), количество слоев оклеечного стеклопластика; для опытных балок IV серии - прочность дополнительного бетона $R_{b,ad}$ (*9.1...9.3 МПа; 16.1...16.9 МПа; 23.5...24.8 МПа*) и относительный изгибающий моментот нагрузки в момент усиления M/M_u (0; 0.4; 0.75); для опытных колонн - относительная продольная сила от нагрузки в момент усиления N/N_u (0; 0.4; 0.75) Значения M_u, N_u определялись расчетом по фактическим характеристикам опытных балок и колонн.

За разрушающее усилие принято значение, соответствующее максимальной приложенной нагрузке. При разрушении конструкций, усиленных под нагрузкой из-за разгружающего действия дополнительной арматуры и бетона, включаемых в совместную работу на более поздней стадии, относительные деформации арматуры и бетона превышают значения, соответствующие пределу текучести арматуры и предельной сжимаемости бетона.

Сопоставление опытных и расчетных значений разрушающего усилия, момента образования трещин, ширины раскрытия трещин на уровне центра тяжести арматуры и прогибов, определенных по разработанной методике расчета показывает их удовлетворительную сходимость.

Экспериментально установлено, что степень предварительного нагружения опытных железобетонных элементов при их усилении увеличением поперечного сечения может поразному влиять на их несущую способность: повышать (рис. 3), понижать (рис. 4) или не оказывать существенного влияния (рис. 5, а). В то же время, предварительное нагружение в момент усиления, существенно повышает деформативность железобетонных элементов (рис. 5, б) и ширину раскрытия трещин в эксплуатационной стадии (рис. 5, в) (для ряда опытных балок превысило допускаемую величину). Инъецирование нормальных трещин при усилении опытных балок позволило существенно уменьшить ширину их раскрытия в эксплуатационной стадии.

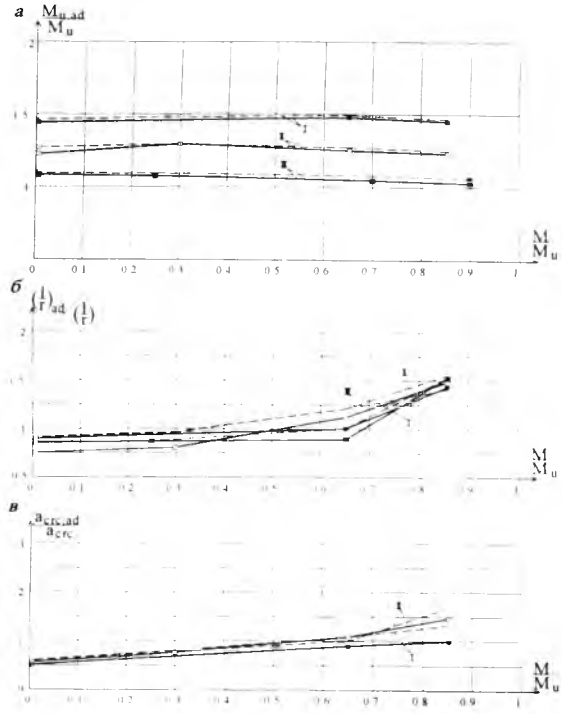


Рис. 5. Зависимость увеличения разрушающего изгибающего момента (а), кривизна в середине пролета (б), ширина раскрытия трещин (в) от уровня нагружения при усилении для опытных балок I, II и III серий

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Выводы

Предложен научно обоснованный метод расчета усиленных железобетонных элементов, как составных физически нелинейных стержневых конструкций при действии кратковременной и длительной нагрузки, позволяющий решать практически любые задачи в области усиления конструкций, недоступные ныне применяемым методам. Метод позволяет учесть предысторию работы каждой составной части усиленной конструкции, независимо от их количества и момента времени их соединения, дефекты изготовления и повреждения, полученные при эксплуатации, различные физико-механические и реологические характеристики материалов частей усиленной конструкции, напряженно-деформированное состояние частей составной конструкции при их соединении. Расчет усиленных железобетонных элементов по первой и второй группам предельных состояний находится в методическом единстве.

Библиографический список

1. **Дыховичный А.А.** Статически неопределимые железобетонные конструкции. — Киев: Будівельник — 1978. — 108 с.
2. **Общий случай** расчета прочности элементов по нормальным сечениям/Байков В.Н., Додонов М.И., Расторгуев Б.С. и др.//Бетон и железобетон. — 1987. — № 5. — С. 16–18.
3. **Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А** К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов/ Сб.Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1987
4. **Лазовский Д.Н** Методика расчета железобетонных элементов с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: Сборник статей III межвузовского семинара Под ред. Т.М.Пецольда. — Брест: Брестский политехн. ин-т. — 1997 — С. 89–92.
5. **Мурашов В.И.** Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. — М.: Машстройиздат, 1950. — 268 с.
6. **Немировский Я.М.** Жесткость изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном и длительном загружениях//Бетон и железобетон. — 1955. — № 5. — С. 172–176.
7. **Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н.** Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры/ Сб. Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1996.
8. **Ржаницын А.Р.** Составные стержни и пластинки. — М.: Стройиздат, 1986. — 310 с.

С.Х.БАЙРАМУКОВ, канд. техн. наук (Карачаево-Черкесский технологический институт)

Изменение выгибов балок со смешанным армированием во времени

Для описания изменения выгиба во времени в преднапряженных элементах и в железобетонных конструкциях со смешанным армированием используются соотношения, полученные для модифицированной теории старения. В процессе обжатия, как правило, трещин в растянутой зоне не возникает. Поэтому определение деформаций на этом этапе производят для элементов, работающих без трещин.

К произвольному моменту времени t кривизну, вызванную усадкой, определяют по формуле

$$\left(\frac{1}{r(t)}\right)_{sh} = \varepsilon_{sh}(t)\frac{\varphi_{sh}^{M}(t)}{\varphi(t)}, \qquad (1)$$

где

$$\varphi_{sh}^{M}(t) = \frac{\varphi(t)\alpha_{sp}\gamma}{a_5}(\mu_s z_s - \mu_s' z_s'). \qquad (2)$$

В момент отпуска натяжных устройств на армированное сечение действует сила предварительного обжатия P, приложенная в центре тяжести указанного сечения и момент $M=P\,e_{op}$.

Начальную (упругую) кривизну стержня от действия этого момента определяют по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{o} = \frac{M}{E_b J_{red}}. \qquad (3)$$

Вследствие ползучести бетона деформации сжатой и растянутой (менее сжатой) зон сечения увеличиваются во времени. С учетом арматуры, препятствующей свободному протеканию ползучести бетона, кривизну от ползучести бетона определяют следующим образом

$$\left(\frac{1}{r(t)}\right)_{cp} = \left(\frac{1}{r}\right)_{o}(1+\varphi_{cp}^{M}(t)), \qquad (4)$$

где

$$\varphi_{cp}^{M}(t) = \frac{\varphi(t)}{e_{op}a_5}\{e_{op}r_b^2[1+\alpha_{sp}\gamma(\mu_s+\mu_s')] + \alpha_{sp}\gamma(\mu_s z_s - \mu_s' z_s')(e_{op}z_b - r_b^2)\}. \qquad (5)$$

Для иллюстрации возможности использования приведенных выше соотношений произведены расчеты изменения выгибов преднапряженных балок и балок со смешанным армированием от усилий обжатия бетона. В качестве исходных данных приняты опытные параметры экспериментальных исследований, проведенных автором [1] и Н.Г.Головиным [2]. Расчетное значение полного выгиба f_p' принято как сумма

$$f_p'(t) = f_o + f_{sh}(t) + f_{cp}(t), \qquad (6)$$

где f_o - начальный (упругий) выгиб, полученный в момент приложения усилия обжатия; $f_{sh}(t)$ и $f_{cp}(t)$ - измене-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ние выгиба во времени, соответственно, от воздействия усадки и ползучести бетона.

Составляющие полного выгиба были определены по величинам соответствующих кривизн

$$f_i(t) = \frac{1}{8}\left(\frac{1}{r}\right)_i l_o^2, \qquad (7)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_i$ - вычислены по формулам (1), (2) и (4); l_o - расчетный пролет балки.

Следует отметить, что выгибы только от обжатия f_o, $f_{cp}(t)$ и прогибы от усадки бетона $f_{sh}(t)$ различны по знакам. Таким образом, усадка уменьшает выгибы от обжатия, и, следовательно, выгибы, измеренные на балках, по абсолютному значению являются разницей между выгибами от обжатия и усадочными прогибами.

Учитывая то, что деформацию усадки в экспериментах [1] отдельно не исследовали, ее значение было принято по расчету с учетом данных по составу бетона и условий хранения образцов: $\varepsilon_{sh,lim}=38\cdot10^{-5}$. Расчетные параметры ползучести: $\varphi_{lim}=1{,}66$; $\chi=0{,}45$; $\gamma_{lim}=2{,}2$. При обработке опытов Н.Г.Головина [2] использованы экспериментальные значения деформаций усадки соответственно для балок прямоугольного сечения $\varepsilon_{sh}(t=140)=26\cdot10^{-5}$ и двутаврового сечения $\varepsilon_{sh}(t=140)=40\cdot10^{-5}$. Параметры ползучести получены по расчету: для балок прямоугольного сечения $\varphi_{lim}=2{,}11$; $\chi=0{,}45$. Коэффициент, характеризующий скорость затухания деформаций усадки и ползучести бетона, опробированный в расчетах деформации усадки, принят для всех серий одинаковым $\lambda_{sh}=\lambda_c=0{,}025$.

Исследования показывают, что используемая методика расчета достаточно близко описывает изменение выгиба от обжатия и учитывает характер армирования балок. В то же время можно отметить некоторые отклонения теоретических и экспериментальных результатов, на которых необходимо остановиться. Несмотря на то, что конечные величины ($t\to\infty$) экспериментальных и теоретических выгибов практически совпадают, начальный этап деформирования сильно искажен. Так, до 50 сут погрешность может достигать 40 % и более. Такая особенность изменения деформаций характерна для теории старения, которая плохо описывает начальную стадию процесса ползучести, где большая "крутизна" кривой обуславливается быстронатекающими деформациями ползучести, не учитываемые теорией старения. Для балок со смешанным армированием, у которых проявляется сдерживающее влияние ненапрягаемой арматуры, увеличение выгибов в начальный период не столь интенсивно и погрешность между экспериментальными и теоретическими кривыми существенно уменьшается.

Таким образом, несмотря на отмеченные недостатки, изложенный способ расчета выгибов может быть рекомендован для балок со смешанным армированием. Так, уже при коэффициенте смешанного армирования $k_p=0{,}72$ предлагаемая теория дает удовлетворительные результаты на протяжении всего периода наблюдения, начиная от момента приложения усилия обжатия. С уменьшением коэффициента смешанного армирования экспериментальные и теоретические результаты сближаются. Следует учесть, что приведенный способ расчета весьма прост и требует минимального количества исходных опытных данных.

Библиографический список

1. **Байрамуков С.Х.** Несущая способность, трещиностойкость и деформативность железобетонных изгибаемых элементов со смешанным армированием при статических и повторных нагружениях. Диссертация...канд. техн. наук. - М.: МИСИ, 1991. - 220 с.
2. **Головин Н.Г.** Трещиностойкость и деформативность изгибаемых элементов при смешанном армировании. Диссертация...канд. техн. наук. - М.: МИСИ, 1978. - 178 с.

В.С.УТКИН, канд. техн. наук, проф., Л.В.УТКИН, канд. техн. наук (Вологодский политехнический ин-т)

Определение надежности железобетонных элементов при наличии в них силовых трещин, нормальных к продольной оси

По результатам обследования железобетонных элементов, например балок при их изгибе, в растянутой зоне бетона обнаруживаются трещины. По условию возможной коррозии арматуры их раскрытие ограничивается нормами в зависимости от агрессивности окружающей среды, назначения конструкции, вида арматуры и т. д.

Силовые трещины в области рабочей растянутой арматуры всегда приводят к ослаблению расчетных сечений и к понижению надежности железобетонного элемента. Определению расчетной надежности такого элемента посвящена данная работа. Раскрытие трещины на уровне центра тяжести арматуры определяется различными механическими или физическими методами, описанными в [1 и др.].

Если не удается определить раскрытие трещины на уровне арматуры, допускается вычислять ее по формуле

$$a_{crc} = a^{\max}{}_{crc}(2/3h - h_з)/(2/3h)$$

где $a_{crc}{}^{\max}$ - максимальное раскрытие трещины,

h – высота элемента,

$h_з$ - толщина защитного слоя бетона.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Следует заметить, что на практике раскрытие трещины a_{crc} (или a_{crc}) поперек изгибаемого элемента существенно различно, а число возможных измерений раскрытия мало из-за ограниченной ширины элемента и нечетких форм самой трещины. В связи с этим вероятностные методы определения надежности, требующая репрезентативной выборки, становятся неубедительными или вообще неприменимыми. В связи с этим предлагается определение надежности железобетонного элемента осуществлять возможностным методом [3] Рассмотрим методику его использования на примере железобетонной балки прямоугольного сечения с одиночной арматурой. Предположим, что удалось измерить значения раскрытия трещины в нескольких местах по длине трещины, обозначим их через $X_1, X_2 \ldots X_n$.

Известно [4 и др.], что ширина раскрытия трещины определяется по эмпирической формуле

$$a_{crc} = \delta\varphi_l\eta\sigma_s 20(3{,}5 - 100\bar{\mu}_s)\sqrt[3]{d} / E_s \quad (1)$$

Не останавливаясь на области применения этой формулы, на назначении и значениях коэффициентов в (1), отметим лишь, что члены правой части уравнения кроме σ_s будем считать детерминированными величинами и коэффициент «20» имеет размерность мм$^{2/3}$.

Рассмотрим начальную надежность изгибаемого железобетонного элемента на момент обследования по условию прочности арматуры $\sigma_s \le R_s$ (или, $\sigma_s \le \bar{\sigma}_T - 3S_\sigma$, когда неизвестно R_S) при наличии поперечных трещин в растянутой зоне бетона элемента.

R_S - расчетное сопротивление арматуры,

σ_T - предел текучести арматуры.

С учетом (1) условие прочности элемента по прочности арматуры представим в виде

$$a_{crc} \le R_S\delta\varphi_l\eta 20(3{,}5 - 100\bar{\mu}_S)\sqrt[3]{d} / E_S \quad (2)$$

или $$a_{crc} \le a_{np}, \quad (3)$$

где $a_{np} = R_S\delta\varphi_l\eta 20(3{,}5 - 100\bar{\mu}_S)\sqrt[3]{d} / E_S$ будем считать детерминированной величиной.

Ширину раскрытия трещин a_{crc} будем считать нечеткой переменной, определяемой измерениями ее в нескольких местах по длине трещины или ширине элемента. Нагрузку на элементе и механические свойства бетона и арматуры считаем детерминированными (неслучайными).

Согласно [3] для описания нечеткой переменной a_{crc} введем функцию распределения возможностей в виде типовой

$$\pi_a(x) = \exp\left[-((x-c)/d)^2\right], \quad (4)$$

где c и d параметры распределения (ξ), которые определяются по результатам измерения раскрытия трещины $a_{crc} = \{X_1, X_2 \ldots X_n\}$.

По [5] $c = 0.5(\max X_i + \min X_i)$

$1 \le i \le n$,

$d = 0.5(\max X_i - \min X_i)/\varepsilon_\alpha$

$1 \le i \le n$,

$\varepsilon_\alpha = \sqrt{-\ln\alpha}$.

Зададимся

$\alpha = 0.01$, $\varepsilon_\alpha = \sqrt{-\ln 0.01} = 2.14$

$a_{np} = 390 \cdot 1 \cdot 1.5 \cdot 1 \cdot 20 \cdot (3.5 - 100 \cdot 0{,}01)\sqrt[3]{12} / 2 \cdot 10^5 = 0{,}34$ мм

$c = 0{,}5(0.4 + 0{,}1) = 0.25$ мм

$d = 0{,}5(0.4 - 0.1)/2.14 = 0.7$ мм

$$\underset{x \le a_{np}}{\pi(x)} = \exp\left[-((x - 0{,}25)/0.12)^2\right]$$

При $x = a_{np}$

$$\pi(x) = \exp\left[-((0.34 - 0{,}25)/0.07)^2\right] = 0.19$$

Так как 0,25<0,34, то возможность безотказной работы балки по прочности арматуры P=1.

Возможность отказа балки составит $\bar{P} = 0.19$ или 19%.

Значением уровня среза (уровня риска) α предварительно задаются.

$$0 \le \alpha \le 1.$$

Возможность безотказной работы (надежность) железобетонного элемента по прочности арматуры запишем в виде

$$P = \sup_{a \le a_{np}} \pi(x) = \begin{cases} 1, \text{если } a \le a_{np} \\ \pi(a_{np}), \text{если } a > a_{np} \end{cases}$$

Возможность отказа запишется

$$\bar{P} = \sup_{a > a_{np}} \pi(x) = \begin{cases} 1, & \text{если } a > a_{np} \\ \pi(a_{np}), & \text{если } a \le a_{np} \end{cases}$$

Пример. Пусть в результате обследования железобетонной балки установлено следующее: $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа, $R_s = 390$ Мпа, d=12 мм, $\bar{\mu}_s = 0.01$, $\delta = 1$, $\varphi_l = 1{,}5$, $\eta = 1$, $a_{crc} = \{0.1; 0.2; 0.4\}$ мм.

Выводы.

1. Предлагаемый возможностный метод определения надежности железобетонного элемента является более огрубленным по сравнению с вероятностным методом и применяется при малой информации об объекте исследования, когда не применим вероятностный метод.
2. Все ограничения, накладываемые на использование формулы (1), остаются в силе предлагаемого расчета.
3. Рассматриваемая методика применима для расчета конструкций по раскрытию трещин и при других воздействиях на конструкцию, а также для уточненного [1 и др.] метода расчета ширины раскрытия трещин, кроме конструкций с предварительным напряжением.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Обследование и испытания сооружений: Учеб для вузов / О.В. Лужин, А.Б. Злочевский, И.А. Горбунов, В.А. Волохов; Под ред О.В. Лужина. - М.: Стройиздат, 1987. - 263 с.
2. Руководство по обеспечению долговечности железобетонных конструкций предприятий черной металлургии при их реконструкции и восстановлении. / Харьковский Промстройниипроект, НИИЖБ. - М.: Стройиздат, 1982.-112 с.
3. Уткин В.С., Уткин Л.В. Неразрушающие методы определения несущей способности строительных конструкций: Учеб. Пособие. Вологда: ВоПИ, 1996.- 80 с.
4. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б. Голышев, В.В. Ябачинский, В.П. Полищук. – М.: Стройиздат, 1990. - 544 с.
5. Cai K.Y. Parameter estimations of normal fuzzy variables. // Fuzzy Sets Syst., - 1993. - N 55. - с. 1.79 – 1.85.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

А.Я.ИСАЙКИН, канд.техн.наук

Исследование надежности стержневых железобетонных конструкций логико-вероятностными методами

С развитием радиоэлектронной промышленности появились логико-вероятностные методы оценки надежности структурно-сложных систем. Вычисление надежности таких систем проводится в предположении того, что вероятности отказов элементов известны. При этом предполагается, что отказы отдельных элементов системы статистически независимы. Однако в последнее время появились работы, доказывающие правомерность применения логико-вероятностных методов (ЛВМ) и при зависимых отказах [1]. Это обстоятельство представляет возможность применения ЛВМ для исследования надежности железобетонных конструкций. Сравнительно недавно появились работы, в которых используется ЛВМ для оценки надежности как стержневых, так и других типов конструкций и систем [4, 6].

Работы по использованию ЛВМ для оценки надежности железобетонных стержневых конструкций начались под руководством М.Б.Краковского [2]. На начальном этапе определения надежности необходимо выделить всевозможные схемы разрушения, в которые входит минимальное число пластических шарниров. Это значит, что если в любой из выделенных схем убрать хотя бы один шарнир, то конструкция в механизм не превращается. По терминологии [3], схема разрушения с минимальным числом пластических шарниров соответствует минимальному сечению отказов. Назовем такую схему простейшей. Алгоритм получения самой функции надежности для различных стержневых железобетонных конструкций подробно описан в [2,3].

Рассмотрим двух-, трех-, четырех- и пятипролетные балки, загруженные внешней нагрузкой так, что она вызывает возникновение положительных изгибающих моментов в пролетных сечениях балок и отрицательных моментов над опорами (рис. 1). Для определенности примем, что отказы сечений вычисляются. Используя алгоритм, приведенный в [2], можно получить уравнение надежности для соответствующих балок в виде

$$R_c = R_2 + R_1 R_3 Q_2. \quad (1)$$

$$R_c^{(3)} = R_1 R_3 R_5 Q_2 Q_4 + R_1 R_4 Q_2 + R_2 (1 - Q_4 Q_5). \quad (2)$$

$$R_c^{(4)} = R_1 R_3 R_5 R_7 Q_2 Q_4 Q_6 + R_1 R_4 R_7 Q_2 Q_6 + R_1 R_6 Q_2 (1 - Q_3 Q_4) + R_2 R_7 Q_6 (1 - Q_4 Q_5) + R_2 R_6. \quad (3)$$

$$R_C^{(5)} = R_1 R_3 R_5 R_7 R_9 Q_2 Q_4 Q_6 Q_8 + R_1 R_3 R_6 R_9 Q_2 Q_4 Q_8 + R_1 R_4 R_8 Q_2 + R_1 R_3 R_8 Q_2 Q_4 (1 - Q_5 Q_6) + R_1 R_4 R_9 Q_2 Q_8 \cdot (1 - Q_6 Q_7) + R_2 R_7 R_9 Q_6 Q_8 (1 - Q_4 Q_5) + R_2 R_8 Q_6 \cdot (1 - Q_4 Q_5) + R_2 R_6 (1 - Q_8 Q_9), \quad (4)$$

где $R_c^{(j)}$ — надежность неразрезной балки с числом пролетов j; $R_i = (1-Q_i)$ — вероятность безотказной работы i-го критического сечения

При равенстве отказов всех критических сечений можно построить графики изменения надежности двух-, трех, четырех- и пятипролетных балок при прочих равных условиях (см.рис. 2). Номера кривых на рис. 2 совпадают с числом пролетов неразрезных балок. По взаимному расположению кривых можно сказать, что наибольшей надежностью обладает двухпролетная, а наименьшей — пятипролетная балка. В этом случае с увеличением числа пролетов (с увеличением степени статической неопределимости) наблюдается снижение надежности.

Рассмотрим однопролетные статически неопределимые балки (рис. 3). Используя разработанный алгоритм, можно получить уравнение надежности балок в виде

$$R_{\tilde{n}}^{(1)} = R_1;$$
$$R_c^{(2)} = 1 - Q_1 Q_2;$$
$$R_c^{(3)} = 1 - Q_1 Q_2 Q_3,$$

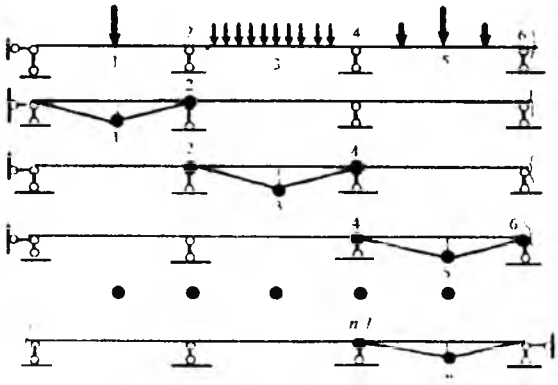


Рис. 1. Неразрезные балки и схемы их разрушения

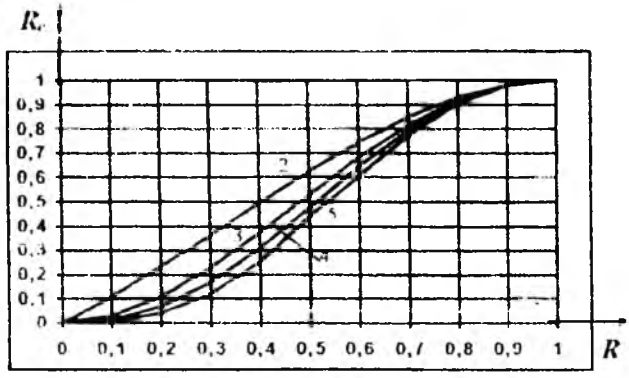


Рис. 2. Сравнение надежности неразрезных балок

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

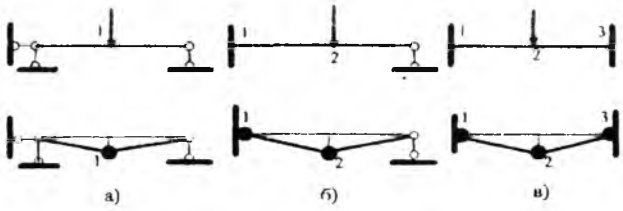


Рис. 3. Однопролетные балки и схемы их разрушения

где $R_c^{(i)}$ — надежность конструкции с числом пластических шарниров, равным i; остальные обозначения соответствуют принятым ранее.

При равенстве отказов критических сечений и прочих равных условиях можно просто подсчитать надежность каждой балки при разных значениях отказов. Такой подсчет показывает, что для однопролетных балок наблюдается увеличение надежности с увеличением степени статической неопределимости.

Выполнить оценку надежности статически неопределимых рам в общем случае оказывается сложнее, чем неразрезных балок. Это связано с тем, что при одинаковой степени статической неопределимости количество критических сечений и простейших схем разрушения в рамных конструкциях оказывается больше (или равно), чем в балках.

Обратим внимание еще на одно обстоятельство. Если в нормальных сечениях неразрезных балок при действии внешней нагрузки возникают только изгибающие моменты (при вертикальной нагрузке), то в сечениях рам, кроме моментов, возникают продольные сжимающие или растягивающие усилия. Этот факт оказывает значительное влияние на надежность конструкций.

Для выявления некоторых особенностей надежности рамных конструкций рассмотрим Г-образную раму с защемленными опорами (рис. 4). Степень статической неопределимости такой конструкции равна трем. Точно такую же степень статической неопределимости имеет однопролетная балка с защемленными опорами (рис. 3, в).

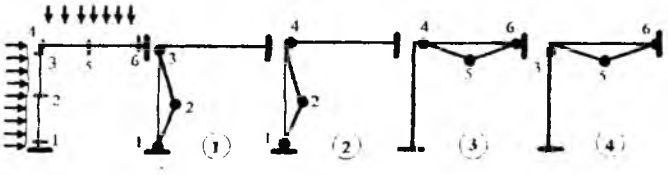


Рис. 4. Г-образная рама и схемы ее разрушения

Количество критических сечений у такой конструкции равно шести, а у балки — трем. Для сравнения рассмотрим также четырехпролетную балку со всеми шарнирными опорами (см.рис. 1). У этой конструкции количество критических сечений равно семи. Конструкции для исследования выбраны так, чтобы степени их статической неопределимости были одинаковыми.

В однопролетной балке может возникнуть одна схема разрушения, в четырехпролетной — четыре, в рамной конструкции — четыре.

Уравнение надежности Г-образной рамы имеет вид

$$R_c = R_3R_4Q_1Q_2Q_5Q_6 + R_3R_4R_6Q_1Q_2Q_5 +$$

$$+ R_2R_3R_4Q_1Q_3Q_6 + R_2R_6Q_1Q_5 + R_3R_4R_5Q_1Q_2 +$$

$$+ R_2R_5Q_1 + R_1R_3R_4Q_5Q_6 + R_1R_6Q_5 + R_1R_5.$$

Сравним надежности рамы и балочных конструкций при равенстве вероятностей безотказной работы всех критических сечений (рис. 5) и прочих равных условиях.

Цифрами 1, 2 и 3 обозначены кривые надежности соответственно балки с защемленными концами, Г-образной рамы и четырехпролетной неразрезной балки. По расположению кривых можно судить о том, что наибольшая надежность у однопролетной балки, а наименьшая — у четырехпролетной. Надежность рамы больше, чем у четырехпролетной, но меньше, чем у однопролетной балки. Это можно объяснить тем, что однопролетная балка имеет всего одну схему разрушения, состоящую из трех пластических шарниров, а четырехпролетная балка имеет четыре схемы разрушения, состоящие из двух и трех шарниров. Рамная конструкция имеет тоже четыре схемы разрушения, но все они включают в свой состав три пластических шарнира. Следовательно, надежность зависит от вида конструкции.

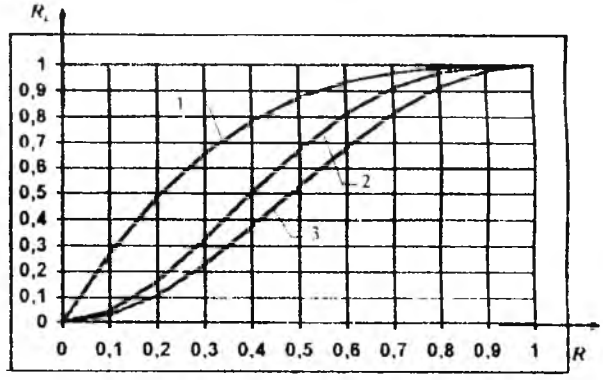


Рис. 5. Сравнение надежности Г-образной рамы и балочных конструкций

Изменим загружение Г-образной рамы. Примем, что внешняя нагрузка приложена только к ригелю рамы (см.рис. 4). При такой нагрузке возможно возникновение только двух простейших схем разрушения. Это схемы 3 и 4. В этом случае надежность рамы можно описать зависимостью

$$R_c = R_3R_4Q_5Q_6 + R_6Q_5 + R_5.$$

Сравним вероятности безотказной работы рамы при различных загружениях ее стержней при равных вероятностях безотказной работы всех критических сечений.

На рис. 6 цифрами 1 и 2 обозначены кривые надежности рамы соответственно с нагрузкой на всех стержнях и с нагрузкой только на ригеле. Кривая 2 располагается над кривой 1. Это говорит о том, что при одинаковых вероятностях безотказной работы всех критических сечений надежность рамы с одним загруженным стержнем оказывается выше, так как в этом случае возможно возникновение только двух схем разрушения, в то время как при загружении всех стержней рамы возможно образование уже четырех схем. Таким образом, надежность рамы зависит от схемы загружения.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

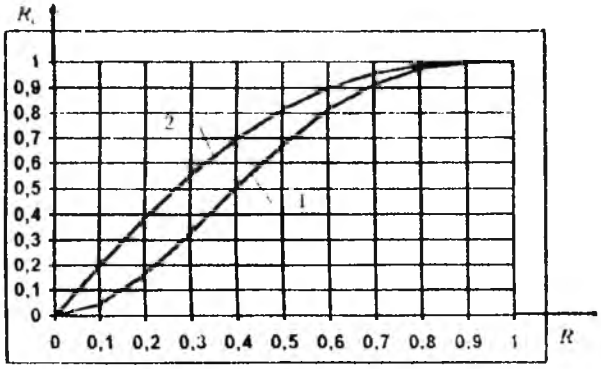


Рис. 6. Графики надежности рамной конструкции при различном загружении ее стержней

Введем в конструкцию (рис. 4) дополнительную связь (шайбу), ограничивающую угол поворота узла рамы (рис. 7). С введением дополнительной связи степень статической неопределимости рамы увеличилась. Примем, что все стержни загружены внешней нагрузкой. Введение дополнительной связи привело к уменьшению числа возможных простейших схем разрушения. Количество критических

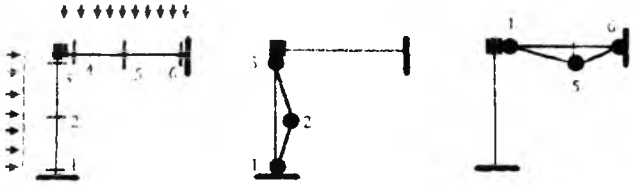


Рис. 7. Г-образная рама с дополнительной связью и схемы ее разрушения

сечений осталось прежним. Надежность такой конструкции определяется по формуле

$$R_c = (1 - Q_1Q_2Q_3)(1 - Q_4Q_5Q_6).$$

Сравним надежности конструкции с дополнительной связью и без нее при равенстве вероятности безотказной работы всех критических сечений. На рис. 8 цифрами 1 и 2 обозначены кривые изменения надежности рамы соответственно с дополнительной связью и без нее. Кривая 1 располагается выше кривой 2. Следовательно, введение дополнительной связи привело к увеличению надежности рамы. Это можно объяснить тем, что с введением связи уменьшается число простейших схем разрушения. Таким образом, надежность рамы зависит от степени статической неопределимости, схемы загружения и вида конструкции.

Простейшие схемы разрушения не являются независимыми, так как некоторые сечения могут входить в состав нескольких схем. Кроме того, при образовании в каком-либо сечении пластического шарнира наблюдается процесс перераспределения усилий. Связь между схемами разрушения зависит также от вероятностей безотказной работы всех критических сечений. С увеличением этой вероятности связь между простейшими схемами уменьшается [2, 3].

Если принять предположение о статистической независимости всех простейших схем, то надежность статически неопределимой конструкции можно определить по формуле

$$R_c \approx \prod_{j=1}^{m} R_j, \qquad (5)$$

где R_j — вероятность нереализации j-той простейшей схемы разрушения; m — число простейших схем разрушения.

Проверим это предположение на примере трехпролетной балки, надежность которой описывается уравнением (2). Если считать, что все простейшие схемы у трехпролетной балки статистически независимыми и использовать формулу (5), то надежность балки можно записать в виде

$$R_c \approx (1 - Q_1Q_2)(1 - Q_2Q_3Q_4)(1 - Q_4Q_5), \qquad (6)$$

где Q_i — вероятность отказа i-го критического сечения.

Каждый j-тый сомножитель, заключенный в скобки, в формуле (6) представляет собой вероятность нереализации j-той простейшей схемы разрушения.

Сравним графически (рис. 9) надежность балки, вычисленную по точной (2) и приближенной зависимости (5), при равенстве вероятностей безотказной работы всех критических сечений ($R = 1 - Q = R_i$). Цифрами 1 и 2 на рис. 9 обозначены кривые надежности балки, построенные соответственно по точной и приближенной зависимостям. Как видно из расположения этих кривых, зависимость (5) достаточно точно описывает надежность конструкции. При $R \geq 0{,}9$ кривые 1 и 2 практически сливаются. Это говорит о том, что при $R \geq 0{,}9$ формула (5) с очень большой степенью точности может быть применена для вычисления надежности неразрезных балок, а все простейшие схемы раз-

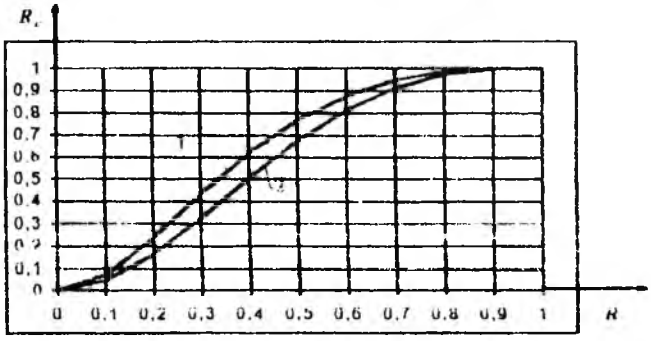


Рис. 8. Надежность Г-образной рамы при наличии дополнительной связи и без нее

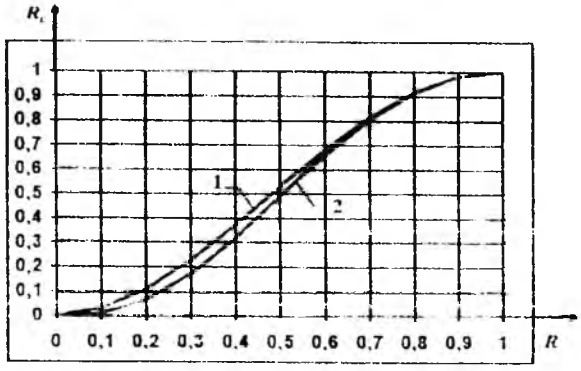


Рис. 9. Надежность трехпролетной балки, вычисленная по точной и приближенной зависимостям

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

рушения можно считать статистически независимыми. Аналогичные результаты получаются и для рамных конструкций.

На основании проведенных исследований можно придти к следующим выводам.

1. При вероятности безотказной работы критических сечений $R_t \geq 0{,}9$ с очень большой степенью точности все простейшие схемы разрушения можно считать статистически независимыми.

2. Надежность статически неопределимых конструкций выше надежности статически определимых (при прочих равных условиях).

3. Вероятность безотказной работы статически неопределимых конструкций зависит от степени статической неопределимости и схемы загружения. Если увеличение степени статической неопределимости или изменение схемы загружения (или изменение интенсивности нагрузок) связано с уменьшением числа возможных схем разрушения или с увеличением числа шарниров, необходимых для реализации простейших схем разрушения, то надежность конструкции увеличивается. Если же увеличение степени статической неопределимости или изменение схемы загружения связано с возможностью возникновения новых простейших схем разрушения, то надежность конструкции уменьшается.

Библиографический список

1. **Барлоу Р.,Прошан Ф.** Статистическая теория надежности и испытания на безопасность/Пер. с англ. — М.:Наука, 1984. — 325 с.

2. **Краковский М.Б., Исайкин А.Я.** Оценка надежности статически неопределимых стержневых конструкций//Пространственные конструкции в Красноярском крае. Межвузовский сборник. — Красноярск, 1986. — С. 97–102.

3. **Рябинин И.А., Черкасов Г.Н.** Логико-вероятностные методы исследования надежности структурно-сложных схем. М.: Радио и связь, 1981. — 264 с.

4. **Кульчицкий Г.Б.** Функционально-системный метод оценки надежности свайных фундаментов//Промышленное строительство. — 1988. — № 7. — С. 32–34.

5. **ACI.** Bullding code requlrements for reinforced concrete^ Detroit American Concrete Institute Standard Committee 318 — P/ 368.

6. **Bennet R.M.,Ang A.H.**-S. Formulation of structural systems reliability//I. of Engineering mechanics. 1986, vol. 112, № 11, pp. 1135–1164.

ЭКОНОМИЯ РЕСУРСОВ

Р.Л.МАИЛЯН, Д.Р.МАИЛЯН, д-ра техн. наук, профессора, М.В.ЯКОКУТОВ инж. (Ростовский государственный строительный ун-т)

Снижение расхода стали при предварительном сжатии высокопрочной арматуры сжатой зоны изгибаемых элементов

Предварительное сжатие высокопрочной стержневой арматуры сжатой зоны изгибаемых железобетонных элементов позволяет значительно увеличить предельные напряжения в арматуре при разрушении сжатого бетона, что приводит к снижению ее расхода.

Авторами разработана технология изготовления элементов с предварительно сжатой арматурой без нарушения ее сцепления с бетоном [1], а также технология изготовления железобетонных элементов с комбинированным преднапряжением, при котором арматура S' подвергается предварительному сжатию, а арматура S — предварительному растяжению [2].

В НИИЖБе [3] были выполнены численные эксперименты, в которых расчет железобетонных балок прямоугольного сечения с предварительно напряженной арматурой S и S' выполнялся по СНиП 2.03.01–84 без учета некоторых особенностей при предварительном сжатии арматуры S'. Это относится, в частности, к методам определения потерь преднапряжений в арматуре S' от кратковременной и длительной ползучести растянутого бетона, усадки бетона, которая повышает сжимающие напряжения в арматуре S', и др.

С целью определения влияния на расход арматуры различных комбинаций преднапряжения арматуры S и S' выполнялся по СНиП 2.03.01–84 без учета некоторых особенностей при предварительном сжатии арматуры S'. Это относится, в частности, к методам определения потерь преднапряжений в арматуре S' от кратковременной и длительной ползучести растянутого бетона, усадки бетона, которая повышает сжимающие напряжения в арматуре S', и др.

С целью определения влияния на расход арматуры различных комбинаций преднапряжения арматуры S и S' в РГСУ был выполнен на ЭВМ обширный численный эксперимент. При этом в программе расчета балок с предварительно сжатой арматурой S' учтены результаты экспериментов [4].

В качестве объекта исследования были приняты железобетонные балки сечением 30х60 см из бетона классов В20, В25, В30 и В40 с арматурой как растянутой, так и сжатой зон классов А–V и А–VI. Отношение площадей сечения арматуры сжатой и растянутой зон составляло $A'_{sp}/A_{sp} = 0{,}25$ и $0{,}5$

Были приняты следующие комбинации преднапряжений арматуры S и S': 1 – $\sigma_{sp} = \sigma'_{sp} = 0$ (контрольные);
2 – $\sigma_{sp2} = 300$ МПа; $\sigma'_{sp} = 0$;
3 – $\sigma_{sp2} = 480$ МПа; $\sigma'_{sp} = 0$;
4 – $\sigma_{sp2} = 0$; $\sigma'_{sp2} = 360$ МПа;
5 – $\sigma_{sp2} = 300$ МПа; $\sigma'_{sp2} = -360$ МПа;
6 – $\sigma_{sp2} = 480$ МПа; $\sigma'_{sp2} = -360$ МПа.

Отметим, что при любом значении σ_{sp} предварительное растяжение арматуры S' приводит к повышению суммарного расхода стали. Причем с увеличением этого растяжения расход стали возрастает. В связи с этим да-

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

лее рассматриваются только указанные выше комбинации преднапряжений.

Результаты численных экспериментов показали, что предварительное сжатие арматуры S' позволяет существенно уменьшить ее расход, степень снижения которого зависит от ряда факторов.

Одним из основных факторов является отношение ξ / ξ_R, с его возрастанием влияние предварительного сжатия арматуры S' на снижение расхода арматуры увеличивается (рис1). При заданном значении $c = A'_{sp}/A_{sp} = A'_s/A_s$ степень снижения суммарного расхода арматуры при ее предварительном напряжении в сравнении с элементом с такой же арматурой, но без преднапряжения ($\sigma_{sp} = \sigma_{sp} = 0$) составит $(A_{sp}+A'_{sp})/(A_s+A'_s) = A_{sp}/A_s = A'_{sp}/A'_s$. С уменьшением момента снижаются потребное сечение арматуры S и S', отношение ξ / ξ_R и степень влияния преднапряжения на уменьшение расхода арматуры.

Значительное влияние оказывает также отношение A'_{sp}/A_{sp}. С его уменьшением при одинаковом значении момента M отношение ξ / ξ_R и степень снижения расхода арматуры при ее преднапряжении возрастают. Так, при $M = 750$ кНм при 6-й комбинации преднапряжений при $A'_{sp}/A_{sp} = 0{,}5$ расход арматуры снижается на 22% ($\xi / \xi_R = 0{,}68$), а при $A'_{sp}/A_{sp} = 0{,}25$ — на 35% ($\xi / \xi_R = 1{,}1$). Если же принять одинаковым ξ / ξ_R, то результат будет противоположным, так как при уменьшении A'_{sp}/A_{sp} снизится момент. Например, если $\xi / \xi_R = 0{,}7$ при $A'_{sp}/A_{sp} = 0{,}5$, момент $M = 530$ кН, а расход стали сократится на 13%.

При повышении относительного содержания в сечении арматуры S', т.е. при увеличении отношения A'_{sp}/A_{sp}, роль влияния предварительного сжатия арматуры S' в сравнении с ролью влияния предварительного растяжения арматуры S на степень снижения расхода арматуры возрастает. Так, при $A'_{sp}/A_{sp} = 0{,}5$ и $M = 600$ кНм (если принять $\sigma_{sp2} = 480$ МПа, а $\sigma_{sp} = 0$), снижение расхода стали составит 3,8%. Если же $\sigma_{sp2} = 0$, а $\sigma'_{sp2} = -360$ МПа, то расход арматуры снизится на 12%. При $A'_{sp}/A_{sp} = 0{,}25$ и $M = 600$ кНм при тех же значениях преднапряжений снижение расхода стали составит соответственно 10% и 13%.

Из графиков на рис.1 видно, что при любых значениях ξ / ξ_R или моментов предварительное сжатие арматуры S' приводит к значительно большему снижению общего ее расхода, чем предварительное растяжение арматуры S.

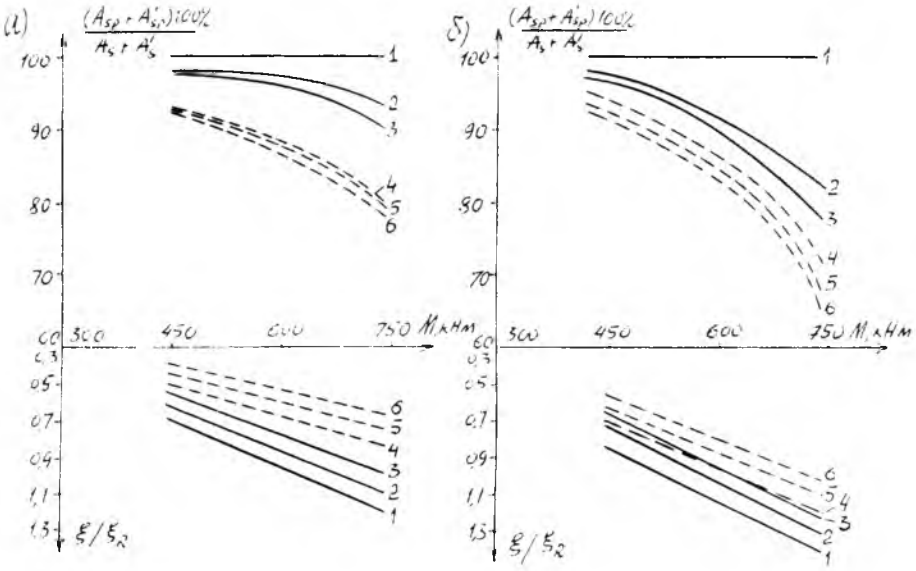


Рис. 1. Уменьшение расхода арматуры в железобетонных балках сечением 30х60 см из бетона класса В30 и арматуры класса А–VI при различных комбинациях преднапряжения арматуры S и S'

1 — $\sigma_{sp} = \sigma'_{sp} = 0$; *2* — $\sigma_{sp2} = 300$МПа; $\sigma'_{sp} = 0$; *3* — $\sigma_{sp2} = 480$МПа; $\sigma'_{sp2} = 0$; *4* — $\sigma_{sp2}=0$; $\sigma'_{sp2} = -360$МПа; *5* — $\sigma_{sp2}=300$МПа; $\sigma'_{sp2} = -360$МПа; *6* — $\sigma_{sp2}=480$МПа; $\sigma'_{sp2} = -360$МПа;

При заданном моменте с повышением класса бетона общий расход арматуры уменьшается с различной интенсивностью, зависящей от уровней преднапряжения арматуры S и S'. С увеличением предварительного растяжения арматуры S и предварительного сжатия арматуры S' степень снижения общего расхода арматуры при повышении класса бетона уменьшается (рис.3). Снижается также влияние

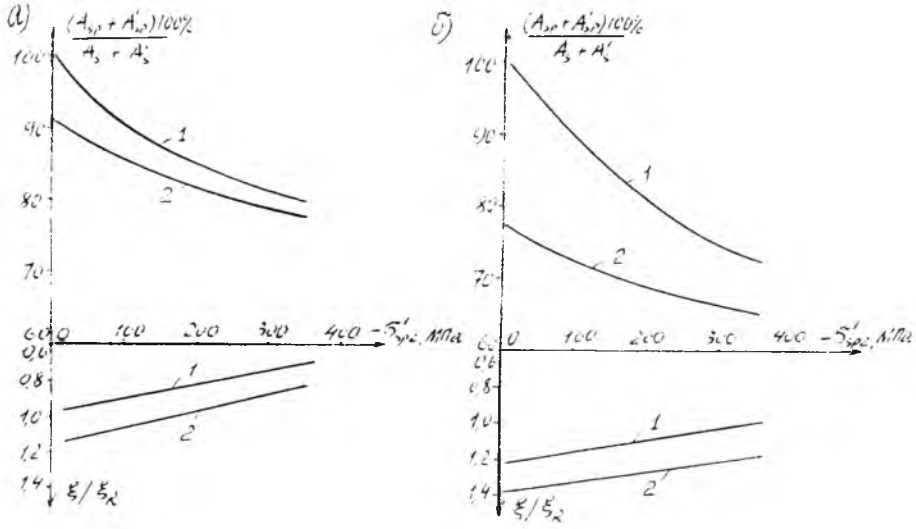


Рис. 2. Зависимость снижения расхода стали от значения предварительного сжатия арматуры S' в железобетонных балках сечением 30х60 см из бетона класса В30 и арматуры класса А–VI при М = 750 кНм и A'_{sp}/A_{sp} = 0,5 и 0,25

С повышением уровня предварительного сжатия арматуры S' при любом значении предварительного растяжения арматуры S общий расход арматурной стали снижается, особенно с уменьшением значения отношения A'_{sp}/A_{sp}, так как при этом увеличивается отношение ξ / ξ_R (рис.2).

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

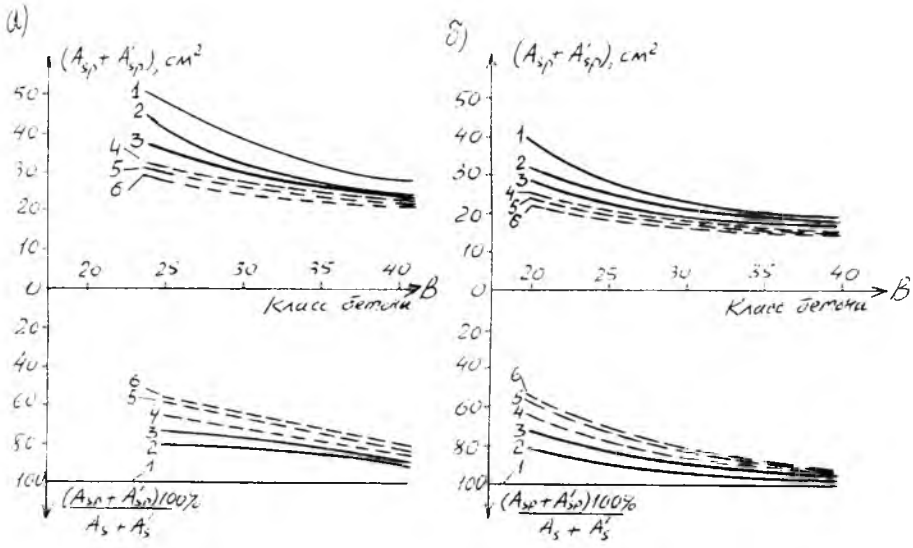


Рис. 3. Влияние класса бетона на общий расход арматуры класса А–VI в железобетонных балках сечением 30х60 см при различных комбинациях преднапряжений арматуры S и S' и отношении A'_{sp}/A_{sp} = 0,25

1 — $\sigma_{sp} = \sigma'_{sp} = 0$; *2* — σ_{sp2}=300МПа, *3* — σ_{sp2}=480МПа; $\sigma'_{sp} = 0$; *4* — $\sigma_{sp} = 0$; $\sigma_{sp2} = -360$МПа; *5* — σ_{sp2}=300МПа; $\sigma_{sp2} = -360$МПа; *6* — σ_{sp2}=480МПа; $\sigma_{sp2} = -360$МПа;

предварительного напряжения на степень уменьшения расхода арматуры (кривые 1–6 на рис.3. с повышением класса бетона сближаются). Так, при M = 750 кНм и классе бетона В25 в рассматриваемых балках снижение расхода стали при предварительном сжатии арматуры S' и предварительном растяжении арматуры S в сравнении с аналогичными балками без преднапряжения составит 33%, а при классе бетона В40 — 18%.

Выводы

1. Путем комбинированного преднапряжения высокопрочной стержневой арматуры изгибаемых железобетонных элементов, при котором арматура S' сжатой зоны балок подвергается предварительному сжатию, а арматура S растянутой зоны — предварительному растяжению, достигается значительная экономия арматурной стали. Большая часть получаемого экономического эффекта обеспечивается за счет предварительного сжатия арматуры S'.

2. Влияние предварительного сжатия арматуры S' на снижение суммарного расхода арматуры с повышением отношения ξ/ξ_R возрастает. Наибольший эффект наблюдается при ξ/ξ_R, близком к 1.

3. При заданном значении момента с уменьшением отношении A'_{sp}/A_{sp} повышаются отношение ξ/ξ_R и степень снижения расхода арматуры, вызванная ее преднапряжением.

4. С повышением класса бетона влияние преднапряжения на расход арматуры уменьшается.

Библиографический список

1. **Маилян Р.Л., Маилян Д.Р** А.с. № 1617119 Форма-опалубка для изготовления железобетонных изделий с предварительно сжатой арматурой. — Бюллетень изобретений. — 1991. — №48.

2. **Маилян Д.Р., Маилян Р.Л**. Решение о выдаче патента на изобретение по заявке № 96114237/03 Способ изготовления предварительно напряженных железобетонных изделий.

3. **Мамедов Т.И**. Повышение прочности конструкций с предварительно сжатой арматурой//Бетон и железобетон. — 1986. — № 2 — С. 4–7.

4. **Маилян Д.Р**. К определению потерь напряжений в предварительно сжатой арматуре железобетонных элементов/В кн.: Реализация научно-технических достижений — основа совершенствования сельского строительства. — Ростов-на-Дону: Изд-во СевкавНИПиагропрома, 1986. — С. 68–70.

16–й международный Конгресс по сборному железобетону

24–29 мая 1999 г. в Венеции состоится 16-й международный Конгресс по сборному железобетону. На нем планируется обсудить группу проблем, представляющих несомненный интерес для отечественной стройиндустрии, среди которых следует отметить:

- **Железобетон и окружающая среда**
- **Новые эффективные виды бетонов**
- **Новые технологии производства сборного железобетона**
- **Сборный железобетон в архитектуре**
- **Новые строительные системы из сборного железобетона**
- **Проблемы стандартизации**
- **Экономика и маркетинг сборного железобетона**

Параллельно с Конгрессом пройдет также обширная выставка новых технологий и оборудования.

Заявки на участие следует направлять по адресу: BIBM 99 MGR Congressi; Via Servio Tullio, 4, 1–20123 Milano; FAX 39 2 480 084 71. Или в Межрегиональную Ассоциацию "Железобетон": 109428, Москва, 2-я Институтская, 6, президенту Ассоциации проф. К.В.Михайлову; ф (095) 174-77-24.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Л.И.ИОСИЛЕВСКИЙ, д-р техн. наук, проф.

Проблемы надежности железобетонных мостовых конструкций

Обеспечение надежности и долговечности строительных сооружений, в частности, мостовых - первоочередная задача. Уровень нормируемой оптимальной надежности обусловлен требованиями как безопасной эксплуатации, так и социальной ответственности перед обществом.

Очевидно, что необходимый уровень надежности сооружения не может быть обеспечен только в рамках требований норм проектирования: нормы лишь устанавливают минимальный уровень надежности и долговечности сооружения; проект закладывает в конкретную конструкцию нормативную надежность; в процессе строительства требуется реализовать это важнейшее качество, а службам эксплуатации сохранять и поддерживать в течение нормируемого срока службы заложенные в проекте долговечность и необходимый уровень работоспособности.

Однако первым документом, во многом определяющим длительную надежную эксплуатацию, являются государственные нормы проектирования (СНиПы и ГОСТы). В них устанавливаются четыре важнейших условия: расчетные нагрузки и воздействия, прочностные и деформативные характеристики материалов, расчетные схемы и минимальный уровень надежности по всем прогнозируемым расчетом предельным состояниям.

Бесспорно, что нормируемые рекомендации, основанные на этих требованиях, должны давать не только однозначный (детерминированный) предел какого-либо параметра, но и устанавливать необходимый уровень надежности данного параметра, т.е. любое детерминированное утверждение (требование) должно быть обязательно подкреплено (обосновано) информацией об уровне вероятностно-статистической обеспеченности (или вероятности реализации) этих утверждений. Без такой вероятностной поддержки (оценки) детерминированных, по существу взятых интуитивно из ряда неустойчивых статистических совокупностей разного рода нагрузок, воздействий и прочности материалов, расчетные величины теряют необходимую информативность и убедительность.

Вакуум статистической информативности вынуждает составителей норм формировать требования, выполнение которых, как показал опыт, иногда приводит либо к преждевременной потере необходимых эксплуатационных качеств сооружения, либо к перерасходу материалов.

Более чем десятилетний опыт работы с действующим нормативным документом СНиП 2.05.03.-84*, а также анализ особенностей проектирования по нормам Западных стран, позволяют сформулировать принципиальные подходы и конкретные рекомендации, направленные на совершенствование нормативных требований к проектированию железобетонных мостовых сооружений.

Основные принципы вероятностного подхода к формированию норм:

1. Принципиально (в стратегическом смысле) следует сделать все возможное, чтобы все установленные нормами требования к нагрузкам, материалам и правилам расчета, структура системы коэффициентов условий работы и надежности имели вероятностно-статистическое обоснование, были бы достаточно понятны и убедительны для пользователей (проектировщиков, строителей, эксплуатационников), несущих ответственность за надежность и экономичность создаваемых и эксплуатируемых сооружений.

2. Из всех вероятностно-статистических совокупностей обращающихся и перспективных нагрузок выделить два уровня расчетных нагрузок: рабочих (регулярно обращающихся, охватывающих 95% всей статистической совокупности) и редко обращающихся (тяжелых нагрузок, охватывающих оставшиеся 5% нагрузок).

3. Расчетные сопротивления материалов, необходимые коэффициенты условий работы и надежности должны быть адекватны и коррелироваться с принятыми соответствующими уровнями нагрузок, их повторяемости так, чтобы нормируемая надежность против наступления возможных (предсказуемых нормами) предельных состояний была выдержана.

4. Расчетные модели распределения внутренних напряжений в сечениях конструкции и их деформаций, отраженные на рисунке, должны также иметь вероятностное обоснование и быть адекватными уровням соответствующих нагрузок и прочностным возможностям материалов.

5. Указанные требования приводят к важному выводу: определяющую роль в выборе основных параметров конструкции и назначении необходимого количества материалов играют расчеты в эксплуатационной стадии под реально обращающимися и перспективными нагрузками.

Со стратегических позиций нормируемые расчеты на прочность по модели предельного равновесия органически не вписываются в концепции контроля железобетонных конструкций в эксплуатационной стадии, они контролируют работу элементов в практически никогда не реализуемой ситуации и носят характер оценки предельных (интегральных) возможностей сечений конструкции. Такой расчет следовало бы оставить в инженерной практике, но придать ему иной смысл - он реализуется только раз в жизни конструкции, когда выполняются испытания опытного образца с

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

доведением его до разрушения. Необходимость в таком перерасчете может возникнуть в аварийной ситуации: когда потребуется выявить ее причины и установить фактическую прочность материалов в момент аварии. Но делать расчет по модели предельного равновесия под эксплуатационными нагрузками – значит вводить в заблуждение инженера о возможных в эксплуатации условиях работы конструкций.

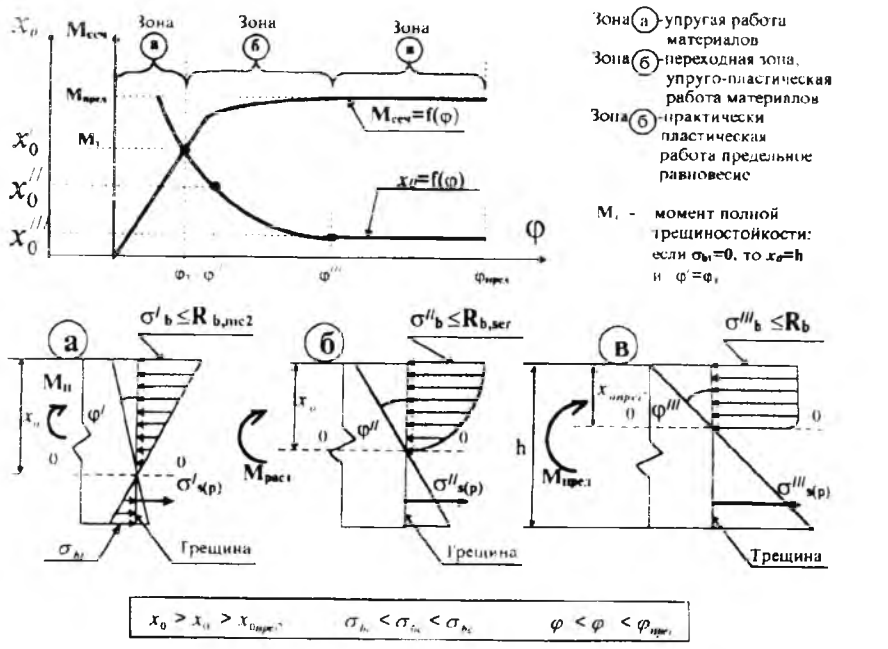
6. Многолетние наблюдения [6; 7] выявили недостаточную надежность и долговечность плит проезжей части автодорожных мостов и плит балластного корыта железнодорожных мостов. Причины создавшейся очень серьезной ситуации: исключительно неблагоприятное сочетание воздействий на бетон влаги с солями в условиях попеременного замораживания воды в порах бетона, высокого уровня многократно повторяемых динамических нагрузок. Ситуация усугубляется отсутствием в нормативных документах специальных (существенно повышенных) требований к качеству бетона плит, их конструкции, материалам гидроизоляции. *Условия расчета на надежность* и долговечность плит проезжей части должны быть ужесточены по сравнению с другими элементами пролетных строений.

Исходные требования к расчетным моделям изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных конструкций.

На основании анализа накопленного опыта многолетних расчетно-теоретических и опытно-экспериментальных исследований, выполненных в МИИТе [7-9], а также опыта проектирования и эксплуатации мостовых сооружений предлагаются для обсуждения расчетные модели, представленные на рисунке.

Характерные особенности предлагаемого подхода к расчетным моделям.

1. Расчетные модели, определяющие надежность работы материалов в поперечных сечениях, расход и рациональное (экономное) распределение бетона и арматуры в конструкции должны прежде всего обеспечить надежную многолетнюю ее работу под эксплуатационными нагрузками двух уровней: уровень рабочих,



Рсчетные модели к анализу нелинейной работы сечения железобетонной преднапряженной балочной конструкции, последовательно проходящей при стадии: *а, б* и *в*

а — *в расчетах на выносливость и трещиностойкость — упрагая работа материалов полным сечением или с выключенной растянутой зоной; б — в расчетах на прочность — упруго-ластическая работа бетона в сжатой зоне, упруная работа арматуры, растянутая зона бетона выключена из работы (поперечная трещина); в — аварийные расчеты по модели предельного равновесия*

часто обращающихся нагрузок, охватывающий 95% всей статистической совокупности обращающихся нагрузок и уровень чрезвычайных нагрузок оставшихся неконтролируемых 5% тяжелых редко обращающихся нагрузок, а также учитывающий возможные перспективные нагрузки).

2. Для правильной оценки напряженно-деформированного состояния чрезвычайно важны модели распределения напряжений в арматуре и бетоне в поперечных сечениях:

– первому уровню нагрузок (многократно повторных) отвечает упругое распределение напряжений с сохранением при деформировании плоских сечений /рис.1а/. В расчетах могут быть использованы геометрические характеристики сечений упругих систем (A, I,W, S);

– второму уровню нагрузок отвечает упругая или упруго-пластическая работа бетона в сечениях и упругая работа арматуры с сохранением плоских сечений при деформировании. Положение оси "нулевых деформаций" при повороте сечений в преднапряженных конструкциях отличается от положения "нейтральной оси" (центра тяжести сечения) и определяется соотношением моментов и нормальных сил, действующих в сечениях /рис.1б/.

Вычисление расчетных параметров в условиях упруго-пластической работы поперечных сечений до последнего времени было чрезвычайно затруднено, т.к. практически такие расчеты могут быть произведены лишь итерационными методами (путем многоразового перебора вариантов до выполнения условий равновесия сил в сечениях). В настоящее время расчеты легко выполняются с помощью достаточно простых программ на любых компьютерах.

Такое напряженно-деформированное состояние в поперечных сечениях принципиально отличается от принятого в действующем СНиП 2.05.03.-84* очень условного, не соответствующего уровню расчетных усилий, распределению внутренних сил по модели предельного равновесия.

Предлагаемый подход восстанавливает методическое единство расчетов стальных и железобетонных мостовых конструкций:

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

расчеты на выносливость – в упругой стадии, в расчетах на прочность – в упруго-пластической стадии.

Как показали многочисленные стендовые испытания железобетонных преднапряженных балочных конструкций [7], так называемое предельное равновесие достигается перед разрушением лишь при предельных моментах, превышающих вычисленные по СНиП расчетные моменты на прочность, в 1,5–2,0 раза. Следовательно испытаниями с доведением нагрузок лишь до расчетных по СНиП нельзя проверить ни несущую способность, ни фактическую прочность материалов при "коллективной" работе арматуры и бетона в сечении под расчетными нагрузками на прочность.

Третья расчетная модель /рис.1в/ должна дать оценку предельных возможностей конструкции, необходимость в которых, правда редко, но может проявиться в нестандартных (не нормируемых) аварийных ситуациях, главным образом, в процессе строительства или эксплуатации сооружения. В прежних послевоенных нормах (ТУПМ-47) такие расчеты предусматривались – расчеты по разрушающим нагрузкам. Близкие по смыслу такие же расчеты сохранились в действующих нормах Западных стран (США, Великобритании, Германии и др.) [1-4]. Оценка предельных возможностей конструкции позволит инженеру во-первых, достаточно наглядно контролировать реальный (интегральный) уровень запаса (надежности) создаваемой или проверяемой в эксплуатации конструкции и, во-вторых, проверить прямыми испытаниями с доведением конструкции до разрушения правильность принятых в расчетах прочностных и деформационных характеристик материалов, учесть эффект их коллективной работы в составе реальной конструкции (по сравнению с индивидуальной работой отдельных призм и арматурных стержней) в процессе деформирования конструкции под испытательными нагрузками. Эффективность такой коллективной работы арматуры и бетона может быть выявлена только в процессе стендовых испытаний опытных конструкций, позволяющих проследить за перераспределением напряжений в сечениях в упруго-пластической стадии работы материалов.

Многочисленными испытаниями и расчетными исследованиями [7-9] выявлен и оценен эффект такой "коллективной" работы арматуры и бетона в составе поперечных сечений конструкции. Этот эффект выражен как смещением в сторону увеличения средних значений прочности в 1,25–1,4 раза, так и заметным изменением самого характера статистических распределений – резко снижается разброс прочности (и особенно ощутимо для арматуры), что отражает коэффициент вариации, который снижается до величины порядка V=0,03–0,05 (по сравнению с нормируемой величиной $V_н$=0,135) [6, 8, 9].

Если сохранить нормируемую надежность (в расчетах на прочность U=0,998 и в расчетах на трещиностойкость U=0,95) и учесть эффект коллективной работы материалов в сечениях, то для широкого класса железобетонных преднапряженных цельноизготавливаемых конструкций расчетные сопротивления арматуры и бетона могут быть совершенно безопасно подняты на 15–20% по сравнению с принятыми в действующих СНиП 2.05.03.-84*. В частности, для пучков из проволочной арматуры класса В-II высокая 3х стандартная надежность (U=0,998) обеспечивается при расчетных сопротивлениях на прочность в эксплуатационной стадии, т.е. в упругой и упруго-пластической работе сечений под перспективной или чрезвычайной нагрузками:

– в арматурных пучках (из проволок d=5мм) на прямых участках

$$\sigma_н \le R = 0{,}75\,\overline{R_y} = 14200 \text{ кг/см}^2;$$

– на перегибах арматурных пучков и у анкеров

$$\sigma_н \le R = 0{,}7\,\overline{R_y} = 11800 \text{кг/см}^2;$$

– при кратковременной перетяжке арматуры /контролируемые по манометру напряжения при групповом натяжении арматурных пучков (не менее 4) /

$$\sigma_{нк} \le R_{нк} = 0{,}9\,\overline{R_y} = 15300 \text{кг/см}^2.$$

Значения расчетных сопротивлений, соответствующих уровню надежности расчетных сечений по моделям рисунка, представлены в таблице.

Особенности проектирования плит проезжей части.

Бетон плит проезжей части пролетных строений мостов по условиям работы значительно отличается от того, что испытывают стенки и нижние пояса балок. Верхние плиты испытывают непосредственное воздействие динамических эффектов нагрузок, чередующиеся атмосферные воздействия, усугубляемые агрессивным воздействием химикатов, применяемых при снегоуборке.

В отечественной практике плиты, как правило, не преднапряженные, т.е. расчетом допускается образование трещин, что ухудшает сложные условия работы плиты. Гидроизоляция недолговечна, протечки (с солями) способствуют дефектам, повреждениям, деградации структуры и снижению прочности бетона.

С целью повышения надежности и долговечности верхних плит предлагается.

В расчетах ввести дополнительный коэффициент условий работы m_v, к расчетным моментам и поперечным силам от временных нагрузок, принимаемый m_v=1,2 для бетона при расчете на нагрузки АК и γ_v=1,1 при расчете на НК-80.

Впредь до накопления и анализа более обширного опыта и исследований такой коэффициент может обеспечить большую надежность и долговечность плит при трудно моделируемых расчетных схемах и нагрузках на плиты проезжей части.

Бетон принимать с повышенной морозостойкостью F400 водонепроницаемостью W8. Предпочитать устройство монолитных железобетонных плит по сборным балкам. Рекомендовать вместо оклеечных гидроизоляций применять модифицированные бетоны.

Обычно применяемые однорёбристые балки вынуждают работать плиты в особенно сложных условиях при отсутствии диафрагм. Следует рассмотреть возможность применения коробчатых сечений балок или устройство при длинах более 15м одной диафрагмы посередине.

Представленные в статье предложения требуют детального

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Вид сопротивления	Обозначение	Классы бетона					
		B30	B35	B40	B45	B50	B55
Предельная прочность в аварийной ситуации по модели предельного равновесия, принимаемая равной средним значениям прочности (кг/см²) /модель рис.1в/**							
Сжатие осевое	$\bar{R}_b$	291,5 / (265)	330 / (300)	374 / (340)	412,5 / (375)	467,5 / (425)	511,5 / (465)
Растяжение осевое	$\bar{R}_{bt}$	20 / (18)	22 / (20)	23,5 / (21,5)	25 / (22,5)	26 / (23,5)	27 / (24,5)
В расчетах эксплуатационной пригодности (u=0,95) $\bar{R}=\bar{R}(1-\beta_1 V_1)$; $\beta_1=1,64$, $V=0,06$ /модель рис.1б/							
Сжатие осевое	$R_{b,нст}$	262,5 / (225)	297 / (260)	336,5 / (295)	371,0 / (325)	421 / (365)	460,5 / (405)
Растяжение осевое	$R_{bt,нст}$	21,5 / (18,5)	23,0 / (20,0)	24,5 / (21,5)	25,5 / (22,5)	26,5 / (23,5)	27,5 / (24,5)
В расчетах на продольную трещиностойкость сжатого бетона /модель рис.1а/ (u=0,95)							
По созданию преднапряжения	$R_{b,нст}$	196 / (170)	230 / (200)	270 / (235)	305 / (265)	340 / (305)	385 / (335)
На стадии эксплуатации	$R_{b,нст}$	172 / (150)	195 / (170)	230 / (200)	358 / (225)	293 / (255)	322 / (280)
Расчетные сопротивления арматуры класса В-II d=5мм.							
В расчетах на прочность (по модели 1б)		12800кг/см²					
В расчетах эксплуатационной пригодности (по модели 1а)		12250 кг/см²					
Контролируемое при изготовлении напряжение (до потерь)		13500 кг/см²					

Примечания: * В представленных расчетных моделях не рассмотрены условия расчета плит проезжей части и конструкций из обычного (без предварительного преднапряжения) железобетона. Условия работы железобетонных конструкций этого класса столь отличны от работы материалов в преднапряженных мостовых конструкциях, что условия их расчета требуют отдельного рассмотрения; ** Значения R в знаменателе (в скобках) — принятые в СНиП 2.03.05-084* без учета коллективной работы бетона в сечениях.

обсуждения. Их реализация откроет возможности повысить технико-экономические показатели и конкурентоспособность железобетонных мостовых конструкций, благодаря следующим ответственным решениям:

– корректировке расчетных сопротивлений арматуры и бетона и их увязке с нормируемыми уровнями надежности против прогнозируемых предельных состояний;

– переходу к расчетному контролю железобетонных конструкций в эксплуатационной стадии под нагрузками двух уровней (рабочими и чрезвычайными);

– изменению стратегии проектирования (расчета и конструирования) плит проезжей части и ужесточению требований к материалам, конструкции и расчету плит.

Изложенные предложения открывают перспективы сравнительно безболезненного для экономики страны "вхождения мостового хозяйства России в Европейский Союз", в списке новых будущих стандартов которого более реальные очертания приобретают разработки "Еврокода".

В статье рассмотрен лишь один аспект надежности железобетонных мостовых конструкций, связанный с нормами на проектирование и их эксплуатацию. Необходим анализ некоторых других проблем надежности и долговечности этих конструкций. Среди них, прежде всего, прямые расчетные оценки ресурса (сроков службы) в вероятностной постановке с учетом физического состояния конструкций в эксплуатации и прогнозом износа (старения) материалов во времени [6].

Библиографический список

1. T.Y.Lin, F.Kulka "Canadian Journal of Civil Engineering", N8, 1985г.
2. Британские нормы . BS 5400. Мосты. 1991г.
3. Нормы США "Interim specification-1991, Bridges
4. Еврокод I. Основы расчета и воздействия на конструкцию. Часть 3. Временные нагрузки на мосты. Брюссель. 1991г.
5. Нормы проектирования мостов и труб КНР. J. 021-89. Пекин
6. Бондаренко В.М., Иосилевский Л.И., Чирков В.П. Надежность строительных конструкций и мостов Изд. Академии Архитектуры и Строительных наук М. 1996г. с.220
7. Иосилевский Л.И. Долговечность преднапряженных железобетонных пролетных строений мостов. М.: Транспорт. 1967г. с.286.
8. Чирков В.П. О расчете железобетонных балок с учетом совместного статистического разброса прочности арматуры и бетона. Труды МИИТ М. 1971. вып. 375. с.111-133
9. Чирков В.П. К определению расчетных сопротивлений арматуры в предельном состоянии. Транспортное строительство, 1974, N1 с.44-45
18. Руденко М.С., Валуева О.И., Каменцев В.П., Карпинский В.И. Пути совершенствования конструктивно-технологических решений путепроводов и эстакад. "Транспортное строительство" N5, 1986г.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Б.В.ГУСЕВ, чл.-корр. РАН, д-р техн. наук, проф., В.Ф.СТЕПАНОВА, канд. техн. наук, Г.В.ЧЕРНЫЩУК, инж. (НИИЖБ)

Модель расчета коррозионной стойкости бетона при воздействии агрессивной углекислоты воздуха

Из имеющихся исследований, посвященных разработке моделей процессов коррозии, прежде всего необходимо отметить [1...6].

В основу данной работы* положен принцип деления сложного процесса на элементарные составляющие с последующим их математическим описанием с таким расчетом, чтобы более сложный вид коррозии включал в себя более простые, и при определенных упрощениях уравнений, несущих в себе определенный физический смысл, имел место переход от сложной модели к простой. Применение такого подхода позволяет рассматривать коррозию сооружений из бетона и железобетона как единый процесс, независимо от типа коррозии, что дает преимущества как в методическом плане (единая формализованная логика, единый набор констант и т.п.), так и в практическом (единая методика построения экспериментов, алгоритма численного решения задачи).

Обычно используемая для практических целей расчетная формула скорости продвижения фронта карбонизации исходит из предположения, что скорость процессов карбонизации лимитируется скоростью процессов диффузии газа в поровом пространстве бетона.

Однако это положение нуждается в существенном уточнении. Во-первых, коэффициент диффузии газов на несколько порядков выше, чем ионов в растворах. Для газов $D \sim 10^{-1}$ см²/с, для ионов в растворе $D \sim 10^{-5} - 10^{-6}$ см²/с. Во-вторых, концентрация агрессивного газа значительно ниже объемной концентрации ионов в растворе.

Как показал Томсон-Кельвин, между радиусом кривизны жидкой капли и относительным давлением пара над мениском существует определенная зависимость, которая выражается формулой

$$\ln \alpha = \frac{2V_m \sigma}{Rtr} = \frac{\varphi \delta_o}{kTr}, \qquad (1)$$

где $\alpha = \frac{P}{P_0}$ — относительное давление пара над мениском; V_m — молярный объем жидкости; σ — поверхностное натяжение; R — универсальная газовая постоянная; T — абсолютная температура; r — мениска; $\varphi = 2\sigma\delta_o^2$ — условная энергия связи между двумя молекулами; δ_o — межмолекулярное расстояние; k — коэффициент Больцмана.

Отсюда следует, что конкретной влажности соответствует конкретный радиус капилляров r_k. Все поры, для которых $r < r_k$, будут наполнены влагой в результате конденсации паров, а все поры, для которых $r > r_k$, должны высыхать. Из сказанного следует, что при $\alpha = 60\%$ наполнение пор достигает такой степени, которая практически исключает газовую коррозию (при $\alpha = 60\%$ $r \approx 10^{-9}$ м), что подтверждается другими исследователями ($\alpha = 60 - 80\%$).

Известно, что интенсивная карбонизация тяжелого бетона наблюдается при влажности 50–80%. С повышением влажности замедляется его карбонизация, что связано как с относительно большим количеством конденсирующих влагу пор, так и с замедленной скоростью удаления воды из плотного бетона.

Физические и химические процессы коррозии бетона в газовой среде в рамках данной модели можно представить следующим образом (см. таблицу).

В данной модели сформулированы уравнения физических и химических процессов углекислотной коррозии бетона в газовых средах без упрощений принципиального характера с учетом того, что именно неравновесный и нестационарный характер определяют кинетику процессов коррозии. Исходя из вышеперечисленного, видно, что скорость процессов коррозии в газовых средах определяется влажностью газовоздушной среды, т.е.

Физический процесс или химическая реакция	Уравнение химической реакции	Вид дифференциального уравнения описываемого процесса
1. Диффузия углекислого газа в поровом пространстве бетона (C_A)		Дифференциальное уравнение диффузионного переноса
2. Сорбция газа в поровой жидкости (C_B)		Дифференциальное уравнение сорбции 1-го порядка
3. Реакция образования угольной кислоты $CO_2+H_2O=H_2CO_3$	$C_B \xrightarrow{k_1} C_Д$	Кинетическое уравнение гомогенной химической реакции
4. Растворение гидроксида кальция в жидкой фазе	$m \xrightarrow{\beta_p} C_E$	Дифференциальное уравнение 1-го порядка
5. Массоперенос гидроксида кальция в жидкой фазе		Дифференциальное уравнение 2-го порядка
6. Химические реакции образования карбонита кальция $H_2CO_3+Ca(OH)_2=CaCO_3+2H_2O$; $CO_2+Ca(OH)_2=CaCO_3+H_2O$	$C_Д+C_E \xrightarrow{k_2} C_Г$ $C_B+C_E \xrightarrow{k_3} C_Г$	Кмнетическое уравнение гомогенной химической реакции 1-го порядка
7. Образование осадка $CaCO_3$	$C_Г \xrightarrow{\beta_H} q$	Дифференциальное уравнение 1-го порядка

* В работе принимал участие д-р техн. наук А.С.Файвусович

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

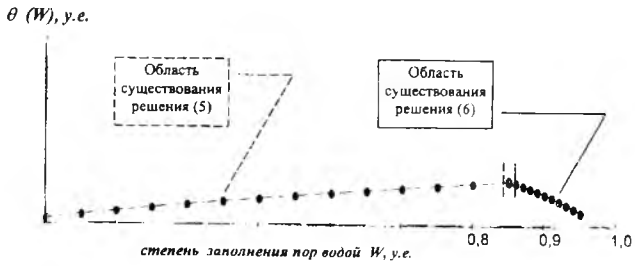


Рис. 1. Зависимость скорости перемещения фронта карбонизации от степени заполнения пор жидкостью

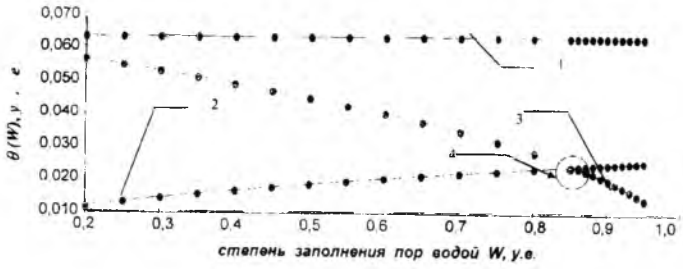


Рис. 2. Пример численного расчета θ (*W*), у.е.

1 — классическая формула; 2 — жидкая фаза (решение 5); 3 — газообразная фаза (решение 6); 4 — область пересечения решений (5) и (6) W~(0,8–0,9)

степенью заполнения пор водой. Это позволяет сделать вывод, что в одних случаях лимитирующими процесс коррозии могут быть процессы, протекающие в жидкой, в других — в газообразной фазе.

Область, в которой лимитирующими являются процессы, проходящие в жидкой фазе, характеризуется неравенством, которое с допустимой для практических целей точностью можно представить в виде

$$\sqrt{\frac{D_r}{D_o}}\cdot\frac{C_r}{C_o}\le\frac{W}{1-W}, \qquad (2)$$

где D_r — к-т диффузии углекислого газа в газовой среде; D_o — к-т диффузии углекислого газа в воде; C_r — концентрация углекислого газа в воде; C_o — концентрация углекислого газа в газовой среде; W — степень заполнения пор водой.

Пусть $D_r \approx 10^{-1}$ см^2/с, $D_o \approx 10^{-5}$ см^2/с, $C_r \approx (0,6–2,0)\cdot 10^{-3}$ г/л, $C_o \approx (0,01–0,025)$ г/л. Тогда $W \ge 0,8$, что соответствует относительной влажности воздуха $\varphi > 0,95$. Заметим, что формула Томсона-Кельвина дает несколько меньший результат. Объясняется это следующим: формула (1) предполагает, что жидкая фаза должна смачивать стенки капилляров. Если смачивание неполное или стенки капилляров гидрофобны, тогда самопроизвольная конденсация может и не возникать. Это обстоятельство очень важно, ибо указывает на один из возможных путей борьбы с газовой коррозией.

На основе автомодельного решения, полученного ранее [2], можно вывести формулу для инженерных расчетов

$$\alpha_ж = \sqrt{\frac{2D_ж C_ж \varepsilon_п W}{m_o}}, \qquad (3)$$

где $W<0,8$ ($\varphi < 0,95$); $\varepsilon_п$ — эффективная пористость; $C_ж$ — концентрация агрессивного компонента в жидкой фазе; $D_ж$ — молекулярный коэффициент диффузии в жидкой среде.

В случае, когда определяющими являются процессы диффузии в газовой среде, скорость карбонизации равна

$$\alpha_г = \sqrt{\frac{2D_г C_г \varepsilon_п (1-W)}{m_o}}, \qquad (4)$$

где $W > 0,8$ ($\varphi > 0,95$).

Сравнивая формулу (4) с известной ранее, видно, что результаты расчетов по ним отличаются один от другого на множитель (1–*W*), который отражает тот факт, что при $W > 0,8$ лимитирующими являются процессы переноса в пространстве, не заполненном жидкой фазой, а при W=1 скорость коррозии равна нулю, что старая формула не отражает.

Для выполнения численного расчета формулы (3) и (4) удобно переписать в виде

$$\theta_ж = \frac{\alpha_ж}{\sqrt{D_ж \varepsilon_п}} = \sqrt{\frac{2C_ж W}{m_o}}, \qquad (5)$$

где $W < 0,8$ ($\varphi < 0,95$)

$$\theta_г = \frac{\alpha_г}{\sqrt{D_г \varepsilon_п}} = \sqrt{\frac{2C_г (1-W)}{m_o}}, \qquad (6)$$

где $W>0,8$ ($\varphi > 0.95$)

Здесь $\theta_ж, \theta_г$ — приведенная скорость карбонизации.

Величина ($\sqrt{D_г \varepsilon_п}$) есть не что иное, как эффективный коэффициент диффузии $D_{эф}$.

На основании вышеизложенного, а также экспериментальных данных зависимость скорости перемещения фронта карбонизации от степени заполнения пор жидкостью имеет вид, показанный на рис.1.

В области существования решения (5) скорость коррозии лимитируется процессами массопереноса в жидкой, а в области (6) — в газообразной фазе, т.е., процесс диффузии газов является лимитирующим при высокой степени заполнения пор жидкой фазой.

На рис.2. приведен пример численного расчета $\theta(W)$ для бетона с реакционной емкостью 50, C_{CO_2} = =10% при 20°С. Из двух значений, вычисляемых по формулам (4) и (5), выбирается наименьшее, которое и является характеристикой процесса карбонизации, поскольку его скорость зависит от $D_{эф}$ — количественной характеристики способа подвода агрессивного компонента.

Формулы (2, 3) качественно верно отражают зависимость коэффициента скорости карбонизации от степени заполнения пор водой. Немаловажным остается тот факт, что в большинстве случаев карбонизации, рассматриваемых на практике, лимитирующими являются процессы переноса, происходящие в жидкой фазе, что требует пересмотра существующей методики расчета скорости карбонизации.

Библиографический список

1. **Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузеев Е.А.** Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты. М., Стройиздат, 1980, с. 536.

2. **Гусев Б.В., Файвусович А.С., Степанова В.Ф., Розенталь Н.К.** Математические модели процессов коррозии бетона. М., "ТИМР", 1996.

3. **Полак А.Ф., Ратинов В.Б., Гельфан Г.Н.** Коррозия железобетонных конструкций зданий нефтехимической промышленности. М., Стройиздат, 1971, с. 176.

4. **Полак А.Ф.** Моделирование коррозии железобетона и прогнозирование его долговечности. Итоги науки и техники Коррозия и защита от коррозии. М., ВИНИТИ, т. 12, 1986.

5. **Полак А.Ф** Основы коррозии железобетона и математическое моделирование с применением ЭВМ Уфа, УНИ, 1986.

6. **Алексеев С.Н. и др.** Долговечность железобетона в агрессивных средах. М., Стройиздат, 1990, с. 217.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

П.СИЗОВ, д-р техн.наук

Сопоставление коэффициентов вариации по средней прочности бетона и частным результатам в серии

В 1975 г. в соответствии с ГОСТ 18105–72 был введен статистический контроль качества бетона. В основу его были положены коэффициент вариации $V_в$ и марка бетона. Состав бетона подбирался при нормативном $V_в^н$=13,5% и по марке бетона. В последующем при накоплении данных определялся фактический $V_в^ф$ и по нему назначалась расчетная прочность бетона. При стабильной однородности бетона $V_в^ф < V_в^н$, при низкой — $V_в^ф > V_в^н$. В первом случае строители могли снижать марку бетона и экономить цемент, во втором — перерасходовать цемент и повышать прочность. $V_в$ определялся по средней прочности бетона в серии.

В 1986 г. в СНиП 2.03.01–84 были введены классы бетона (В) вместо марок. Подбор составов бетоноа стал производиться не по марке бетона, а по его средней прочности по формуле

$$R_Б^{ср} = 10xB / 0{,}981x(1 - 1{,}645xV_в^н),$$

где B — класс бетона; 0,981 — переходной коэффициент от МПа к кгс/см²; $V_в^н$ — коэффициент вариации, равный в долях 0,135.

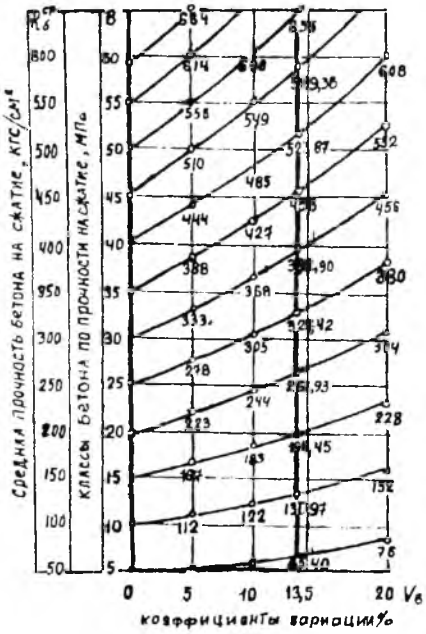
Подробно подбор состава бетона по марке (М) и средней прочности в серии ($R_Б^{ср}$) изложен в [1]. В ней приведена методика определения средней прочности при $V_в^н$ =13,5%, а также расчетной прочности (средней) при $V_в^ф < V_в^н$ и $V_в^ф > V_в^н$. Данные расчетов приведены на рисунке и в табл. 1.

Как уже было упомянуто выше, коэффициенты вариации ($V_в$) по ГОСТ 18105–72 и СНиП 2.03.01–84 определяются по средней прочности бетона в серии. Однако полученные таким способом $V_в$ намного меньше значений $V_в$, вычисленных по частным результатам в серии (из 3 кубиков). В результате $V_в$ и расчетная (средняя) прочность бетона занижаются. Снижается качество и долговечность бетона. Погоня за экономией цемента обусловила стремление строителей и ученых к снижению $V_в$. Однако с внедрением статконтроля прочность бетона не повышается.

Методика определения $V_в$ подробно изложена в нормативных документах (в ГОСТах и технической литературе). Поэтому в этой статье все расчеты по определению этого показателя опускаются, и для подтверждения вышеизложенного данные по $V_в$ (в %) приводятся по средним и частным результатам в серии из 3 кубиков (см.табл. 2).

Таблица 1

Класс бетона по прочности на сжатие (В)	Средняя прочность бетона ($R_б^{ср}$), кгс/см², при $V_в^ф$, %			
	5	10	13,5	20
В3,5	38,9	42,7	45,84	53,2
В5	55,7	61,2	65,40	76,2
В7,5	83,5	91,4	98,23	114
В10	112	122	130,97	152
В12,5	139	153	163,71	191
В15	167	183	196,45	228
В20	223	244	261,93	304
В25	270	305	327,42	380
В30	333	368	392/90	456
В35	388	427	458,39	532
В40	444	485	523,87	608
В45	500	549	589,35	684
В50	556	608	654,84	760
В55	614	672	720,32	833
В60	664	731	785,81	911



Из табл. 2 (пункт 1) следует, что коэффициенты вариации зависят от качества форм и метода определения $V_в$. Например, $V_в$, определенный по средним результатам из трех кубиков в серии, равен 5,8, а по частным — 13,2%. Поэтому при $V_в^ф$ =5,8% расчетная прочность будет занижена. Например, для класса бетона В15 расчетная прочность (средняя) при $V_в^ф$ =5,8% равна 16,9, при $V_в^ф$ =13,2% — 19,5 МПа. Однако занижение прочности бетона может привести к его низкому качеству, снижению долговечности, а следовательно, и срока службы сооружений.

Из табл. 2 (пункт 2) видно, что $V_в^ф$, определенный по средним результатам из двух наибольших в серии, равен 5,6, а по частным — 7,4. Из приведенных данных следует, что $V_в^ф$, определенный по частным результатам, больше, чем $V_в^ф$, определенный по средней прочности бетона. В то же время $V_в$, приведенные выше, намного меньше $V_в^ф$ =13,2%, определенного по частным результатам в серии из 3 кубиков.

Как следует из табл. 2 (пункт 3) при изготовлении кубиков в формах со шлифованными гранями коэффициенты $V_в^ф$ соответственно равны 4,94 и 5,4 даже при колебании прочности от 19,0 до 24,2 МПа. В то же время они намного меньше $V_в^ф$ =13,2%. Поэтому расчетная (средняя) прочность будет занижена, что может привести к необоснованному занижению прочности и низкому качеству бетона. И такие факты имеются: разрушается мост в Лужниках, обрушился мост в г.Великий Устюг, разрушается бетон на отдельных участках кольцевой дороги, многие мосты на автодорогах требуют замены или ремонта.

Коэффициенты вариации, определенные по результатам испытания одного кубика с наименьшей прочностью

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 2

По средним результатам	По частным результатам
1. Из трех кубиков в серии. Кубики изготовлялись в производственных формах	
5,8	13,2
2. Из двух наибольших в серии (наименьший результат не учитывается). Кубики изготовлялись в производственных формах	
5,6	7,4
3. Из двух наибольших в серии (наименьший результат не учитывается). Кубики изготовлялись в формах со шлифованными гранями	
4,94	5,4

(наибольшие результаты не учитываются), а также по средним результатам двух образцов с наименьшей и наибольшей прочностью (средний результат не учитывается), также являются заниженными и равны соответственно 6 и 6,6, что также намного меньше $V_в^ф$ =13,2%.

Из приведенных данных видно, что значение $V_в$ зависит от метода определения (по частным, средним, по двум наибольшим результатам из трех кубиков в серии) и качества форм. Например, $V_в$, определенный по средним результатам из 3 кубиков в серии по средним результатам из двух наибольших по прочности кубиков, изготовленных в формах со шлифованными гранями, намного меньше $V_в^ф$ =13,2%. Из этого следует, что коэффициенты вариации не выявляют причину низкого качества бетона. Методика оценки качества не является универсальной, не позволяет судить, по какой причине снизилась прочность бетона.

Как известно, метод статистического контроля основывается на учете всех результатов (низких, средних и наибольших). Поэтому за единичный показатель должен, по нашему мнению, приниматься $V_в$, определенный расчетом по частным результатам, но не по средней прочности в серии. Это позволит наиболее обоснованно назначать $V_в$, расчетную (среднюю) прочность бетона и расход цемента на кубометр бетона. Все это позволит повысить качество бетона и долговечность сооружений.

Учитывая вышеизложенное, необходимо совершенствовать статконтроль, уточнить методику его выполнения, чтобы правильно определять и назначать среднюю (расчетную) прочность бетона. Следует также иметь в виду, что статконтроль сам по себе не обеспечивает повышение качества бетона. По значению $V_в$ можно только судить об уровне технологии бетона, но он не выявляет причину, по которой бетон оказался низкого или высокого качества.

Чтобы обеспечить высокое качество бетона, необходимо применять качественные заполнители и цемент, правильно назначать состав бетона, обеспечивать весовую дозировку составляющих, тщательное перемешивание и уплотнение бетонной смеси, своевременный уход за бетоном.

С введением классов марка бетона практически потеряла смысл. Средняя прочность практически не совпадает для данного класса с марками бетона. По нашему мнению, не следовало вводить классы, поскольку их появление только усложнило проблему. К слову сказать, классы были введены без широкого обсуждения научно-технической общественностью страны.

Сопоставление методов подбора составов бетона по маркам и классам рассмотрены в [1]. К сожалению, в ней допущены опечатки. В частности, переводной коэффициент от МПа к кгс/см² в формулах, условных обозначениях и примерах приведен 0,0981 вместо 0,981. Итоговые результаты расчетов и данные по средней прочности бетона в таблице получены при 0,981. Анализ введенных классов по прочности бетона на сжатие и необоснованность их введения рассмотрены в [2, 3]. Изложение недостатков ГОСТ 18105–72 по статконтролю и предложения по их устранению содержатся в [4].

Библиографический список

1. **Сизов В.П.** Сопоставление методов подбора составов бетона по маркам и классам//Бетон и железобетон. — 1995. — № 4.
2. **Вайнер Я.Г.** О неудачном переходе на классы бетона//Бетон и железобетон. — 1991. — № 5.
3. **Сизов В.П.** Об уточнении понятий и терминов в нормативной и технической литературе//Бетон и железобетон. — 1995. — № 5.
4. **Сизов В.П.** О необходимости пересмотра и переработки ГОСТ 18105–72//Гидротехническое строительство. — 1980. — № 2.

Вниманию специалистов!

Ассоциация "Железобетон" сообщает, что во второй половине мая 1999 г. в конференцзале НИИЖБа будет проведена 6-я научно-техническая конференция Ассоциации, посвященная двум следующим вопросам:

- основные проблемы совершенствования промышленного производства сборного железобетона;
- материалы международных конференций по бетону и железобетону.

К участию в конференции приглашаются работники строительной индустрии, а также сотрудники научно-исследовательских, проектных организаций и высшей школы.

Заявки на участие и доклады следует направлять по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6, НИИЖБ, Ассоциация "Железобетон", президенту Ассоциации, проф. Михайлову К.В.
Заявки на доклады необходимо представить до 1.02.99 г. и сопроводить аннотацией на 1–2 стр.

Подробная программа конференции будет опубликована.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Д.А.КОРШУНОВ, канд техн. наук (НИИСК); В.И.СОБКО, инж. (Госстрой Украины)

Характеристики бетонной поверхности

По инициативе киевского НИИСКа, поддержанной строительным ведомством, группу основополагающих ГОСТ 1301Б в Украине заменил национальный стандарт общих технических условий для изделий из бетона (так называемый "сборный железобетон") [1], которому придано прямое действие на производстве. При его разработке и последующем совершенствовании представилось полезным уточнить ряд нормативных положений, описанных ранее [2–5]. Одновременно упрощена и градация характеристик бетонной поверхности изделий.

Как известно, в ГОСТ 1301Б.О-83 установлено семь категорий таких поверхностей — в зависимости от основного их назначения в конструкции и способа получения: шесть — от А1 до А6 для видимых в условиях эксплуатации и А7 для не видимых. Эту номенклатуру удалось существенно сократить — до четырех категорий поверхности:

КПЕ (взамен А1) — декоративная, не требующая дополнительной отделки на строительной площадке (глянцевая, рельефная, с оголенным заполнителем, облицованная при изготовлении плиткой и т.п.), заданный вид которой определяется эталоном;

КП1 (взамен А2, А3) — под высококачественную окраску (с дополнительным шпаклеванием на строительной площадке) или полностью готовая под улучшенную окраску либо декоративную отделку пастообразными составами;

КП2 (взамен А4, А6) — полностью готовая под простую окраску, оклеивание обоями, линолеумом или плиткой, а также не отделываемая, к которой предъявляются дополнительные требования;

КП3 (взамен А5, А7) — не отделываемая, к которой не предъявляются дополнительные требования, предназначенная под оштукатуривание или облицовку плиткой на растворе, а также невидимая в конструкции (контактирует с грунтом, бетоном замоноличивания, засыпкой или стяжкой и т.п.) поверхность.

Так как требуемую категорию поверхности устанавливают при проектировании, то их градации уместно поместить в ГОСТ 21.501-93. В стандарте же технических условий целесообразно уточнить способы получения таких поверхностей при изготовлении изделий: для поверхности КПЕ он должен быть определен технологической документацией; поверхность КП1 формуют в гладкой опалубке и при необходимости выполняют шпаклевание; КП2 — то же, без шпаклевания или применяют механизированное заглаживание открытой поверхности; КП3 — формуют в опалубке или обеспечивают выравнивание открытой поверхности во время вибрирования либо заглаживают ее вручную. Там же установлены конкретные технические требования к поверхности изделий:

На поверхности всех категорий не допускаются: трещины в бетоне, проходящие вдоль стержней рабочей арматуры (они признаны критическим дефектом); участки недостаточно уплотненного бетона (степень их опасности должна быть установлена экспертным путем); не предусмотренное рабочими чертежами оголение арматуры; отслоение декоративного и защитного слоев от основного слоя изделия.

На поверхности категорий КПЕ, КП1 и КП2 не допускаются недостатки, превышающие по размеру и количеству указанные в таблице значения, а также масляные и ржавые пятна.

При этом визуальный контроль состояния поверхности КПЕ выполняется по контрольному образцу (эталону). Порядок создания и использования таких образцов для строительных материалов и изделий был впервые установлен в национальном стандарте [6].

Кроме того, на поверхности категории:

КПЕ и КП1 не допускаются технологические трещины, на них не следует наносить маркировочные надписи и знаки;

КП2 и КП3 допускаются поперечные трещины от предварительного обжатия бетона, а также усадочные и другие поверхностные технологические трещины, не направленные вдоль стержней рабочей арматуры, шириной не более 0,1 мм — в предварительно напряженных изделиях, в элементах стоек и колонн, а также в изделиях из тяжелого бетона, для которого установлены требования к морозостойкости, и не более 0,2 мм — в остальных случаях.

Дополнительные указания могут быть установлены в рабочих чертежах или в заказе на поставку изделий.

Категория поверхности	Раковины		Высота местных наплывов	Околы ребер	
	диаметр	количество на 1 м^2		глубина	суммарная длина на 1 м
КПЕ	По описанию контрольного образца			2	20
КП1	1	3	1*	5	50
КП2	10	5	2	5	100

Примечание: * относится также к глубине вмятин; размеры приведены в мм.

Библиографический список

1. **Коршунов Д.А., Собко В.И.** О комплексе технических условий на сборный железобетон//Бетон и железобетон. — 1996. — № 3. — с.20.
2. **Коршунов Д.А.** О защите арматуры бетоном//Бетон и железобетон. — 1991. — № 9. — с. 29–30.
3. **Коршунов Д.А.** О прочности бетона в изделиях//Бетон и железобетон. — 1996 — № 6. — с.28.
4. **Коршунов Д.А., Пономаренко В.Ф** Контрольные испытания образцов железобетонных изделий нагружением//Промышленное и гражданское строительство — 1998. — № 3. — с. 43–44.
5. **Коршунов Д.А., Пономаренко В.Ф** О гарантиях изготовителя сборного железобетона//Бетон и железобетон. — 1998. — № 1, — с. 30–31.
6. **Порядок создания** строительных материалов и изделий на территории Украины/ Д.А.Коршунов и В.Ф.Пономаренко//Бюллетень строительной техники. — 1997. — № 6. — с. 37–38.

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Новые идеи в разработке строительных технологий и материалов

В издательстве "Эльбрус" вышла книга М.Н.Кокоева **"Проблемы ресурсосбережения в стройиндустрии и промышленности КБР"** (г.Нальчик, 1998, объем 8,8 печатн.листов, тираж 1000 экз.).

В настоящее время многие разделы и направления как фундаментальных, так и прикладных дисциплин настолько специализированы, что это затрудняет использование их достижений в различных отраслях знания и инженерной практики. В новой книге сделана попытка широкого междисциплинарного подхода к решению технических задач строительной отрасли. Сразу отметим, что такой прием оказался удачным.

Монография М.Н.Кокоева вызывает интерес прежде всего новизной технических решений. В частности, впервые предложено использовать геотермальные источники тепла в производстве ряда энергоемких строительных материалов, включая и те из них, для тепловой обработки которых необходима высокая температура. Для трансформирования низкопотенциального тепла предложено использовать мощный аэродинамический вихревой нагреватель. Актуальность и технико-экономическая эффективность такого решения подтверждена соответствующими расчетами.

Не менее интересны разработки по технологии электростатического формования тонкостенных изделий и пространственных сооружений из армированного бетона. По сути это новое многообещающее направление в технологии бетона, которое требует дальнейших широких исследований.

Одна из острых проблем современного строительства — повышение эффективности строительной теплоизоляции и снижение ее материалоемкости. Найденные автором решения основаны на известном опыте создания и применения теплоизоляции для криогенного оборудования. Сложность этой задачи заключается в необходимости коренной модернизации конструкции и технологии криогенной теплоизоляции таким образом, чтобы по технико-экономическим показателям она могла успешно конкурировать с наиболее совершенными образцами современной строительной теплоизоляции.

В книге излагается неординарное решение проблемы снижения материалоемкости башен градирен для тепловых электростанций. Масса градирен из железобетона для мощных электростанций часто достигает 25--30 тыс.т. В связи с этим предложены варианты конструкции градирен, основанных на использовании пневмоконструкций из атмосферостойких прочных технических тканей. Такой подход дает целый ряд преимуществ: снижается в сотни раз материалоемкость сооружения, упрощаются строительно-монтажные работы, существенно улучшаются процессы теплообмена в градирне. Появляется возможность один раз в 10–15 лет проводить простую замену изношенной тканевой оболочки сооружения вместо организации дорогостоящего и трудоемкого ремонта, необходимого для обычных градирен из железобетона.

В монографии рассматриваются также некоторые проблемы механизации строительно-монтажных работ и добычи природного камня, способы утилизации компонентов вторичного железобетона, схемы использования аллювиальных отложений водохранилищ ГЭС для производства полуфабрикатов строительных материалов и др.

В краткой рецензии невозможно охватить все разделы монографии, однако отметим, что все они достаточно интересны как для специалистов, так и для студентов технических вузов. Несмотря на название книги, ее нельзя отнести к изданию, освещающему только проблемы стройиндустрии Кабардино-Балкарии. Книга одинаково интересна и полезна специалистам строительной отрасли любого из регионов России.

Изложенные в книге подходы не претендуют на полноту и безусловную правильность решения поставленных задач. Основная ее цель — обратить внимание специалистов на многообразные технические проблемы строительной индустрии и стимулировать их к творческому поиску новых идей на основе синтеза знаний, накопленных в различных отраслях техники.

По вопросу приобретения книги обращаться: 360030, г.Нальчик, пр.Кулиева, 10, "Каббалкагропромстрой". Тел. (86622) 75050; 75252.

Р.Л.Маилян, д-р техн.наук, проф., заслуженный деятель науки и техники РФ

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

Оригинал-макет изготовлен в редакции журнала

Технический редактор *Н.Е.ЦВЕТКОВА*

Подписано в печать 15.01.99. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная
Усл.печ.л. 4,0. Уч.-изд.л. 5,2. Заказ №39

Адрес редакции:
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции: 103031, Москва, ул.Рождественка, д.11
Тел. 292-6205

Отпечатано в типографии № 9
Комитета РФ по печати
109033, Москва, Волочаевская, д. 40

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

СКБ “СТРОЙПРИБОР”

представляет автономные микропроцессорные **приборы неразрушающего контроля качества,** отличающиеся высокой точностью и производительностью контроля, возможностью хранения результатов в памяти.

Все приборы сертифицированы и зарегистрированы в Реестре средств измерения РФ. Гарантируется сервисное обслуживание, ремонт и метрологическая аттестация приборов в течение всего срока эксплуатации. **Гарантия 18 месяцев.**

454126, г.Челябинск, а/я 1147 т/ф (3512) 33-93-32, 33-68-35

ИПС–МГ4 — измеритель прочности бетона, раствора, кирпича методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Обеспечивается автоматическая обработка измерений. Диапазон 6.. 55 МПа.

ЭИН–МГ4 — измеритель напряжений в арматуре ж/б изделий частотным методом по ГОСТ 22362. Обеспечивает автоматический расчет значений корректировки расстояния между временными анкерами и заданного удлинения арматуры. Диапазон напряжений 150–1500 МПа в стержневой, проволочной и канатной арматуре диаметром 3–32 мм, длиной 3–18 м.

ИПА–МГ4 — измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры в ж/б конструкциях магнитным методом по ГОСТ 22904. Диапазон измерения защитного слоя 3–70 мм при диаметре стержней 3–40 мм.

ИТП–МГ4 — измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ 7076 и теплового зонда. Диапазон измерения коэффициента теплопроводности 0,04–0,8 Вт/(м°С).

Вибротест — измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок. Диапазон частоты 10–100 Гц, амплитуды 0,1–2,5 мм.

ИПЦ–МГ4 — измеритель активности цемента. Диапазон 10–60 МПа.

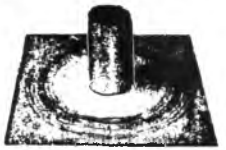
Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

КОМПЛЕКТ «КАМИН»
для экспрессной оценки активности цемента механическим методом

ПРИБОР ЛЕ-ШАТЕЛЬЕ
для определения истинной плотности

ПЛАСТИНЫ ДЛЯ ПЕРЕДАЧИ НАГРУЗКИ ПЛБ
для испытания на сжатие половинок балочек 40×40×160 мм

УСТРОЙСТВО «ЭКСПРЕСС-1»
для экспрессной оценки активности цемента по скорости тепловыделения



ПРИСПОСОБЛЕНИЕ ПИ
для испытания на изгиб балочек 40×40×160 мм

ВИСКОЗИМЕТР СУТТАРДА «ВС»
для определения нормальной густоты гипсового теста

АППАРАТ ЛТР
для определения температуры размягчения битума

СИТА СЦ и КСВ
СЦ - для просеивания проб цемента
КСВ - для определения тонкости помола цемента

ПРИБОР «ОГЦ-1»
для определения нормальной густоты и сроков схватывания цементного теста

ИТЦ "КОНТРОС"
Инженерно-технический центр средств контроля качества строительных работ

ПРЕДЛАГАЕТ
для заводских, строительных лабораторий и испытательных центров
ОБОРУДОВАНИЕ И ПРИБОРЫ
для испытания вяжущих и заполнителей

КОНТАКТНЫЕ ТЕЛЕФОНЫ:
(095) 539 36 03
т/факс: (095) 972 43 67

НАБОР СИТ КСИ
для опреления зернового состава песка и щебня (гравия)

СОСУД ДЛЯ ОТМУЧИВАНИЯ СО
для определения загрязненности песка и щебня

МЕРНЫЕ ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ СОСУДЫ МП
для определения объемного насыпного веса песка и щебня

ВОРОНКА ЛОВ
для определения насыпной плотности песка

ЦИЛИНДР С ПЛУНЖЕРОМ ЦП
для определения дробимости щебня (гравия)

ПРИСПОСОБЛЕНИЕ ДЛЯ РАСКАЛЫВАНИЯ ГРАВИЯ (щебня) ПРГ
для определения прочности зерен крупного заполнителя

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru