

СТ

ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

5

2002

НИИЖБу — 75 лет!

2002, № 5

Электронная библиотека универсальная научная библиотека

www.fubk.nio.ru



КАРАТ

НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ

СОВРЕМЕННЫЕ МАЛОГАБАРИТНЫЕ ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

ОНИКС-2.X - измерители прочности строительных материалов (удар+отскок), 1...100 МПа

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

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

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

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

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

ВДЛ-5М - вихретоковый дефектоскоп металлов

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

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

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

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



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

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

ТЕРМОКОМ-4 - мобильный термографический комплекс

РТВ-2 - миниатюрный термограф -30...+85°С, Ø17×6 мм

ТЕРМОСКОП-1 - прибор обслуживания термографов

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

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

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

ТЕРМОТРАНСФЕР - прибор сбора данных регистрации

ТЕМП-3.X - термометры-гигрометры 2-канальные с памятью -50...+1000°С, 0...100%

Специальные программы компьютерной обработки результатов измерений

г.Москва НИИЖБ тел.: 095-174-75-13,
E-mail: carat@niizhb.ru 095-174-74-49
г.Самара Самарский обл. 812-920-45-99

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

КОНСТРУКЦИИ

- ЧИНЕНКОВ Ю.В., КОРОЛЬ Е.А.* Трехслойные ограждающие конструкции нового поколения 3
- ШУГАЕВ В.В.* Опыт применения железобетонных пространственных конструкций 6

БЕТОНЫ

- ФАЛИКМАН В.Р., СОРОКИН Ю.В., ДЕНИСКИН В.В., БАШЛЫКОВ Н.Ф.* Архитектурный бетон: новые подходы к обеспечению качества 10

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- ЗАЛЕСОВ А.С., МУХАМЕДИЕВ Т.А., ЧИСТЯКОВ Е.А.* Расчет трещиностойкости железобетонных конструкций по новым нормативным документам 15

ТЕОРИЯ

- КАРПЕНКО Н.И.* К построению общих критериев деформирования и разрушения железобетонных элементов 19

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

- РОЗЕНТАЛЬ Н.К., ЧЕХНИЙ Г.В.* Стойкость бетонов в газовой среде коллекторов сточных вод 23

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

- ПОДВАЛЬНЫЙ А.М.* Об оценке результатов коррозионных испытаний и марках бетона по морозостойкости 27

БИБЛИОГРАФИЯ

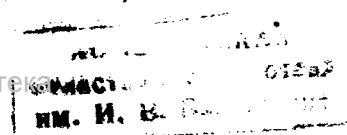
- МИХАЙЛОВ К.В.* Полезная монография 31
- Новая книга по расчету оболочек 32
- Бетон и железобетон в XXI веке 32



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", 2002



Ученым, специалистам,
всем сотрудникам
Научно-исследовательского института
бетона и железобетона (НИИЖБ)

Уважаемые коллеги!

От имени правительства Москвы и от себя лично сердечно поздравляю вас с 75-летием со дня основания института.

Вклад коллектива НИИЖБа в развитие строительства в Москве и России трудно переоценить.

Три четверти века проектировщики, строители, архитекторы успешно работают в области бетонных и железобетонных конструкций и сооружений по нормам НИИЖБа. Огромен вклад института в международное научно-техническое сотрудничество, в реконструкцию жилых домов и предприятий сборного железобетона, в совершенствование неразрушающих методов контроля качества изделий и сооружений.

НИИЖБ тесно сотрудничает со многими строительными организациями и предприятиями Главмосстроя, Моспромстроя, Мосинжстроя, Моспромстройматериалов. Успешно реализуется в Москве комплексная программа "Железобетон" по использованию высокоэффективных бетонов, арматуры и технологий при возведении делового центра "Москва-Сити", объектов Третьего транспортного кольца, делового комплекса "Царев сад", при реконструкции исторического центра, модернизации устаревших домов пятиэтажной панельной застройки и многих других объектов.

Гордость НИИЖБа — его творческий коллектив, способный решать самые сложные задачи современного созидания.

Желаю всем вам больших успехов в труде, благополучия в жизни и доброго здоровья.

Первый заместитель мэра Москвы
в правительстве Москвы,
руководитель Комплекса
архитектуры, строительства,
развития и реконструкции города



В.И.РЕСИН

Один из ведущих институтов строительного комплекса России — НИИЖБ отмечает 75-летие со дня основания.

Институт является головным НИИ в области бетона и железобетонных конструкций. Трудрами выдающихся ученых и специалистов института были заложены основы отечественной науки о бетоне и железобетоне, которая оказала сильное влияние на развитие этой важнейшей отрасли стройиндустрии.

Существенный вклад институт внес в развитие сборного строительства, сыгравшего решающую роль в улучшении жилищных условий населения страны. Разработанные в НИИЖБе методы ведения бетонных работ в зимний период дало возможность сделать в России строительство всепогодным, а создание широкого спектра химических добавок в бетон вывело отечественную технологию бетона на мировой уровень. Велика роль НИИЖБа в решении производственных проблем на заводах и стройках по обеспечению требуемых технологических и эксплуатационных характеристик бетона и железобетонных конструкций.

Эти и другие достижения специалистов НИИЖБа оказали заметное влияние на ускорение научно-технического прогресса в строительстве.

Перед коллективом института стоит много проблем, требующих решения. Прежде всего, это повышение долговечности железобетонных зданий и сооружений при различных воздействиях, реконструкция и модернизация предприятий крупнопанельного домостроения, повышение индустриальности монолитного строительства, гармонизация нормативной базы железобетона, вопросы экологии и многое другое.

Дальнейший путь развития строительного комплекса России лежит через широкое использование новых научных достижений. И можно быть уверенным, что работы института всегда будут востребованы строительной практикой.

Сердечно поздравляю коллектив НИИЖБа со славным юбилеем и желаю дальнейших успехов в укреплении связи науки и производства.

Анвар Ш.Шамузафаров,
Председатель Госстроя России



Ю.В. ЧИНЕНКОВ, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); Е.А. КОРОЛЬ, канд. техн. наук, доцент (МГСУ)

Трехслойные ограждающие конструкции нового поколения

Экономное и рациональное использование топливно-энергетических ресурсов является приоритетной задачей строительной отрасли на современном этапе. Одним из направлений ее решения является снижение эксплуатационных расходов на отопление гражданских и промышленных зданий за счет применения ограждающих конструкций с высокими теплозащитными характеристиками.

Перспективным путем совершенствования индустриальных ограждающих конструкций является применение трехслойных панелей с теплоизоляционным слоем из легких бетонов низкой средней плотности, прочности и теплопроводности и наружными слоями из конструктивных бетонов. Они обеспечивают высокое сопротивление теплопередаче и могут использоваться при строительстве объектов гражданского и промышленного назначения в различных климатических условиях [1...4].

Отличительной особенностью изготовления таких конструкций является последовательная укладка слоев в едином технологическом цикле с образованием монолитного сечения, что устраняет необходимость установки стальных или дискретных железобетонных связей между слоями. С использованием подобной технологии можно изготавливать несущие, самонесущие и навесные стеновые панели, плиты перекрытий и покрытий, крупногабаритные и мелкие стеновые блоки.

Нами проведены комплексные исследования, включающие:

- разработку конструктивных решений и выявление перспективных областей применения трехслойных железобетонных ограждающих конструкций с теплоизоляционным слоем из бетона низкой прочности и теплопроводности;

- экспериментальные и теоретические исследования напряженно-деформированного состояния трехслойных железобетонных элементов с монолитной связью слоев для широкого диапазона прочностных и деформативных характеристик бетонов и оценка их с позиций принятых в действующих нормах проектирования железобетонных конструкций методов расчета;

- контрольные испытания натуральных конструкций и их оценку с позиций разработанных методов расчета;

- технико-экономическое обоснование эффективности применения исследованных конструкций.

Разработанными конструктивными решениями для наружных слоев стеновых панелей предусмотрено применение бетонов на пористых заполнителях класса по прочности В7,5 (М100) средней плотности 1200, а для чердачных перекрытий и покрытий – В12,5 (М150) средней плотности 1400 кг/м³, таких как керамзитобетон, шунгизитобетон, шлакопемзобетон, перлитобетон, аглопоритобетон, бетон на зольном гравии и др. В среднем слое панелей могут использоваться теплоизоляционные легкие бетоны класса по прочности на сжатие не ниже В0,75 (М10) средней плотности не выше 400. Они обладают однородной структурой, достаточной прочностью в свежесделанном состоянии для выдерживания нагрузки от вышележащего слоя, гидравлической активностью вяжущих, способностью к безавтоклавному твердению.

Одним из наиболее перспективных среди них является полистиролбетон. Кроме того, перечисленными качествами обладают арболит, перлитобетон, крупнопористый бетон и др. При этом комплексно используются как теплоизоляционные свой-

ства бетонов низкой прочности, так и конструкционные за счет вовлечения их в совместную работу с наружными слоями. Толщина среднего слоя определяется теплотехническим расчетом в зависимости от регионального расположения зданий и назначения помещений. Армируются панели так же, как и однослойные, пространственными сварными каркасами с рабочей арматурой из стали класса А-III, конструктивной и поперечной — из проволоки класса Вр-1. Продольная рабочая арматура стеновых панелей располагается в наружных слоях, чердачных перекрытий и покрытий – в нижнем слое из конструкционного бетона.

Для разработанных трехслойных ограждающих конструкций с теплоизоляционным слоем из бетона низкой прочности в большинстве регионов толщина стен не превышает 40...45 см. Кроме того, имеются резервы снижения общей толщины всех конструкций за счет использования вяжущих низкой теплопроводности. Например, снижение коэффициента теплопроводности бетонов слоев на 10 и 20% позволяет в среднем уменьшить толщину панелей соответственно на 5 и 10 см. Практически это может быть достигнуто путем применения шлакопортландцемента и композиционных вяжущих для бетонов наружных и среднего слоев панелей [5, 6].

Проведенный анализ показал, что при равной толщине сопротивление теплопередаче трехслойных стеновых панелей с теплоизоляционным слоем из бетонов низкой теплопроводности незначительно отличается от трехслойных с эффективными утеплителями и гибкими связями. Использование комплексных трехслойных панелей с теплоизоляционным слоем из бетонов низкой

теплопроводности позволяет снизить общую толщину при равном сопротивлении теплопередаче покрытий и чердачных перекрытий по сравнению с традиционным технологическим решением — укладкой плитного утеплителя (например, из ячеистого бетона или полистиролбетона) на несущую основу из железобетонных плит.

При рациональном выборе бетонов наружных и теплоизоляционного слоев возможно изготовление трехслойных стеновых панелей с использованием имеющегося на производстве парка опалубочных форм. При этом масса трехслойных панелей за счет использования в среднем слое бетона низкой средней плотности не превышает массу однослойных из легких бетонов. Поэтому для них может быть использовано существующее крановое оборудование как на заводах, выпускающих железобетонные конструкции, так и на строительной площадке.

Методы расчета по прочности, трещиностойкости и деформациям трехслойных железобетонных конструкций с монолитной связью слоев разработаны на основе результатов экспериментально-теоретических исследований [7...9]. Выбор метода расчета обоснован анализом результатов численных исследований, выполненных с использованием моделей в виде составного и приведенного к бетону наружных слоев сечений при различном соотношении прочностных и деформативных характеристик бетонов слоев, охватывающем практически возможный диапазон применяемых бетонов. В качестве расчетной выбрана модель элемента приведенного сечения, что позволило при разработке методов расчета трехслойных железобетонных конструкций использовать основные положения, принятые для железобетонных конструкций из одного вида бетона.

Совместно с проектными организациями разработаны альбомы рабочих чертежей и проведены испытания трехслойных железобетонных стеновых панелей и панелей чердачных перекрытий. Опытные конструкции запроектированы со средним слоем из полистиролбетона класса по прочности на сжатие В0,75 марки по средней плотности

D400 и наружными слоями из конструкционных легких или тяжелых бетонов классов по прочности на сжатие В12,5...В25. Толщины наружных слоев приняты с учетом размещения в них рабочей арматуры и обеспечения ее защиты в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции", а теплоизоляционный — по теплотехническому расчету применительно к району строительства.

По рабочим чертежам были изготовлены панели ленточной разрезки с наружными слоями из тяжелого бетона и шлакопемзобетона, укрупненные стеновые панели для животноводческих зданий, панели чердачных перекрытий для жилых зданий с наружными слоями из керамзитобетона. Все опытные конструкции изготовлены в количестве двух образцов каждого наименования и испытаны в соответствии с реальной схемой их работы в здании.

Трехслойные стеновые панели испытаны в соответствии с проектом при одновременном нагружении вертикальной и горизонтальной (ветровой) нагрузками в вертикальном положении, т.е. на косоу изгиб [2]. Для испытаний выбраны панели, имеющие наибольший из номенклатуры расчетный пролет, наименьшую по конструктивным требованиям толщину и предназначенные под нагрузки наибольшей величины.

Трехслойная панель чердачного перекрытия для жилых зданий испытана в горизонтальном положении при свободном опирании по четырём сторонам на шаровые опоры. Нагрузку создавали с помощью тарированных 20-килограммовых чугунных гирь и передавали на панель через деревянные площадки, что обеспечивало ее равномерное распределение по всей поверхности.

Все опытные конструкции были испытаны до разрушения, либо до нагрузок, близких к разрушающим. Разрушение стеновых панелей происходило в средней части пролета при напряжениях в рабочей растянутой арматуре, достигающих предела текучести или превышающих условный предел текучести для арматуры, не имеющей площадки текучести. Панель чердачного перекрытия разрушилась по классичес-

кой схеме с образованием продольных и диагональных шарниров. Ни в одной из испытанных конструкций вплоть до разрушения наклонные трещины в среднем слое не образовывались, не было трещин по контакту слоев, а также их взаимного смещения.

Для всех испытанных конструкций образование нормальных трещин происходило при нагрузках, превышающих нормативные, а их раскрытие было существенно меньше допустимого СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции". Прогибы всех конструкций при нормативной нагрузке были значительно меньше ограниченных нормами. Таким образом, все опытные панели удовлетворяли требованиям стандартов и норм по прочности, жесткости и трещиностойкости.

В таблице приведены основные результаты испытаний опытных трехслойных конструкций.

Проведенные испытания трехслойных конструкций с теплоизоляционным слоем из полистиролбетона класса по прочности на сжатие В0,75 и наружными слоями из конструкционных легкого и тяжелого бетонов классов по прочности на сжатие В12,5...В25, сравнение опытных и расчетных данных и анализ полученных результатов позволяют рекомендовать при проектировании разработанные методы расчета и свидетельствуют о надежных эксплуатационных качествах ограждающих конструкций.

В настоящее время имеется достаточно продолжительный опыт эксплуатации разработанных конструкций. С использованием навесных трехслойных ребристых панелей стен с утеплителем из полистиролбетона в 1992 г. построено здание административно-бытового комбината в Джезказгане.

Оценка технико-экономической эффективности применения трехслойных конструкций стен, чердачных перекрытий и покрытий с теплоизоляционным слоем из полистиролбетона зданий различного назначения выполнена в сравнении с аналогичными конструкциями массового применения, удовлетворяющим требованиям второго этапа теплозащиты зданий для региональных условий Москвы и Московской области.

Шифр панели	Нагрузки, %			Прогибы при эксплуатационной нагрузке, %	
	расчетная	фактическая разрушающая	трещинообразования	фактический	предельно допустимый
ПС-1	24,5/100	43,6/178	27,6/113	0,16/100	2,9/1813
ПС-3*	26,7/100	41,2/154	24,0/90	0,37/100	2,9/784
ПС-4	26,7/100	56,4/211	28,8/108	0,25/100	2,9/1160
ПС-5м*	21,8/100	45,2/207	17,5/80	0,35/100	1,11/317
ПС-6м*	21,8/100	45,2/207	20,0/109	0,33/100	1,11/336
ПС-7*	17,0/100	36,0/212	16,7/98	0,22/100	2,9/1318
ПП-1	3,8/100	8,8/232	7,7/203	0,022/100	1,7/7727

Примечания:

1. Для стеновых панелей (ПС), испытанных на косо́й изгиб, приведены значения горизонтальных составляющих в кН и соответствующие им прогибы.

2. Значения всех нагрузок для панели перекрытия (ПП-1) указаны в кН/м².

3. Знаком * обозначены панели, испытанные до нагрузок, близких к разрушающим, но не доведенные до физического разрушения

Для сравнения использованы 4 типа ограждающих конструкций, включая стены и чердачные перекрытия жилых зданий и стены и покрытия общественных зданий, обеспечивающие одинаковое сопротивление теплопередаче (см. рисунок).

Анализ результатов расчета технико-экономической эффективности выявил, что стоимость и трудоемкость разработанных трехслойных ограждающих конструкций с теплоизоляционным слоем из полистиролбетона определяется в основном стоимостью бетона, приготовления бетонной смеси и ее формования. Для разработанных стеновых панелей жилых и общественных зданий, покрытий и чердачных перекрытий стоимость этих показателей от общей составляет соответственно 78,2; 82; 79 и 79,9%, а трудоемкость - 76,7; 86,8; 94,4 и 95,8%.

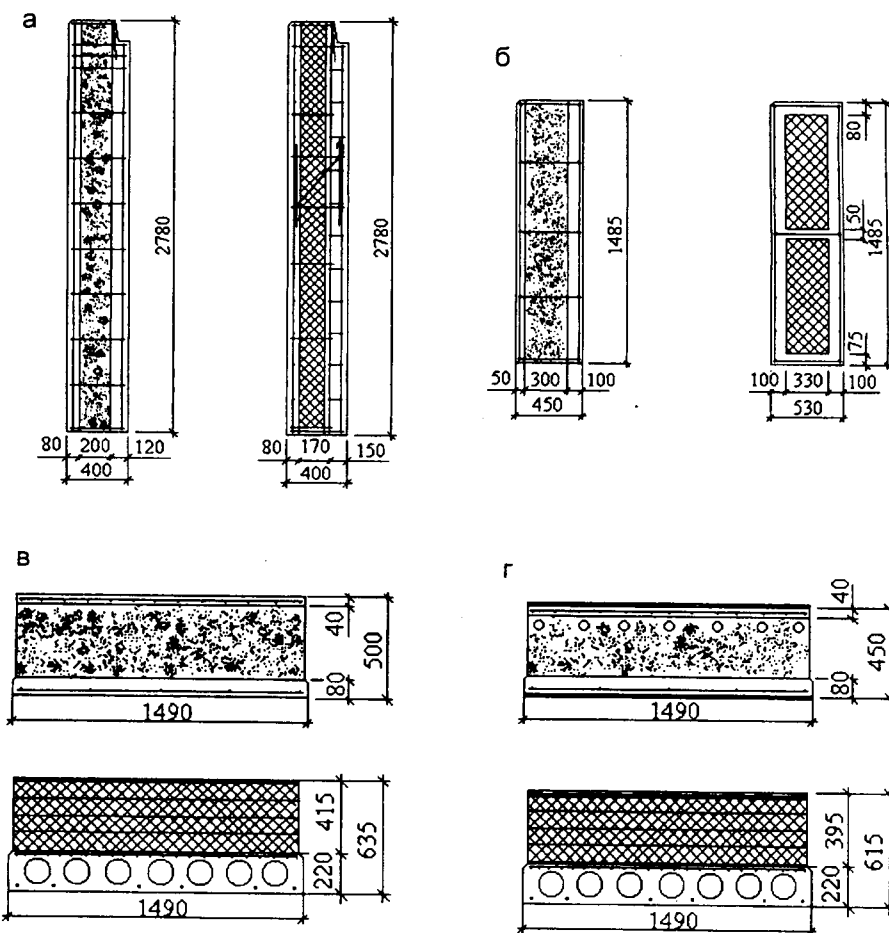
Стоимость и трудоемкость ограждающих конструкций массового применения, которые удовлетворяют повышенным требованиям по теплозащите зданий на современном этапе, в значительной мере определяется стоимостью утеплителя, его заготовки и раскладки. Для рассмотренных выше конструкций стоимость этих показателей от общей стоимости составляет соответственно 50,3, 51,3, 70,4 и 75,4%, а трудоемкость — 40; 24,4; 65,2 и 71,9%.

Для несущих стеновых панелей жилых зданий переход к использованию разработанных конструкций вместо комбинированных с утеплителем из полистирольного пенопласта и наружными слоями из желе-

зобетона, соединение которых осуществляется гибкими связями в виде подвесок и распорок, позволяет снизить расход арматуры на

6,7, трудоемкость изготовления на 27, и стоимость на 18,4%.

Применение трехслойных железобетонных стеновых панелей гори-



Трехслойные ограждающие железобетонные конструкции с теплоизоляционным слоем из полистиролбетона низкой прочности и их аналоги массового применения с равными теплозащитными характеристиками

а и в — стеновые панели и панели чердачных перекрытий жилых зданий; б и г — стеновые панели горизонтальной разрезки и комплексные панели покрытий общественных зданий

зонтальной разрезки с теплоизоляционным слоем из полистиролбетона для самонесущих стен общественных зданий взамен панелей с вкладышами из эффективного утеплителя и армированными ребрами, соединяющими наружный и внутренние слои позволяет снизить расход арматуры на 18,6, трудоемкость изготовления на 42,6, стоимость на 36,2% при уменьшении толщины на 15,1%.

Переход от покрытий с несущими конструкциями в виде многослойных преднапряженных плит, по которым укладывается утеплитель, к комплексным заводского изготовления, совмещающих несущие, ограждающие и теплозащитные функции, обеспечивает снижение расхода стали на 32,3, трудоемкости изготовления на 45,8, стоимости на 13,3% при снижении толщины на 37,1%.

Для чердачных перекрытий жилых зданий аналогичная замена, что и для покрытий, обеспечивает снижение расхода стали на 27,2, трудоемкости изготовления на 50,7, стоимости на 16,2% при снижении толщины конструкции на 35,9%.

Основные преимущества трехслойных ограждающих железобетонных конструкций массового применения обеспечиваются совместной работой наружного, внутреннего и теплоизоляционного слоев. При

этом снижается расход материалов, масса конструкций, трудоемкость их изготовления, стоимость, а кроме того, повышается заводская готовность чердачных перекрытий и покрытий, их качество и долговечность по сравнению с традиционными многослойными конструкциями с раздельно работающими слоями.

Выполненные комплексные исследования свидетельствуют о том, что применение трехслойных ограждающих конструкций с утеплителем из легких бетонов низкой теплопроводности позволяет создавать эффективные и конкурентоспособные конструкции стен, чердачных перекрытий и покрытий, изготавливаемые по единой технологии. Всесторонний анализ полученных результатов и расчеты свидетельствуют об их надежности и служат основанием для рекомендаций к применению их в зданиях различного назначения.

Библиографический список

1. Чиненков Ю.В., Савин В.И., Король Е.А. Ресурсо- и энергосберегающие ограждающие конструкции // Бетон и железобетон. — 1995. — №2. — С.11-12.
2. Чиненков Ю.В., Король Е.А. Трехслойные панели ленточной разрезки с утеплителем из полистиролбетона // Бетон и железобетон — 1997. - №4. — С.2-5
3. Чиненков Ю.В., Король Е.А. Изгибаемые трехслойные ограждающие кон-

струкции из легкого бетона для второго этажа теплозащиты зданий // Бетон и железобетон. — 1999. — № 3. — С.2-5.

4. Чиненков Ю.В., Король Е.А. Железобетонные ограждающие конструкции зданий нового поколения // Градостроительство, реконструкция и инженерное обеспечение устойчивого развития городов Поволжья. Сб. докл. регион. науч.-практич. конф., часть II, Тольятти, 1999, С.64-71.

5. Чиненков Ю.В., Король Е.А. Трехслойные стеновые панели из легких бетонов с высоким уровнем теплозащиты. Сб. докл. /Проблемы строительной теплофизики, систем микроклимата и энергосбережения в зданиях — М.: НИИСФ, 1998, С.152-157.

6. Чиненков Ю.В., Король Е.А. Трехслойные панели чердачных перекрытий и покрытий зданий из легкого бетона Проблемы строительной теплофизики, систем микроклимата и энергосбережения в зданиях. Сб. докл. М., 1999, С.244-250.

7. Чиненков Ю.В., Король Е.А. К выбору метода расчета трехслойных ограждающих железобетонных конструкций из легких бетонов // Вестник отделения строительных наук, Вып.2. М.: РААСН, 1997. С.423-427.

8. Чиненков Ю.В., Король Е.А. Особенности расчета изгибаемых трехслойных конструкций с теплоизоляционным слоем из полистиролбетона // Изв. Вузов. Строительство. 1997. — №9. — С.80-86.

9. Чиненков Ю.В., Король Е.А. Расчет по образованию трещин изгибаемых трехслойных элементов с утеплителем из легкого бетона низкой средней плотности // Вестник отделения строительных наук. Вып.3. — М., 2000, С.194-198.

В.В.ШУГАЕВ, почетный член РААСН, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

Опыт применения железобетонных пространственных конструкций

Применение в строительстве прогрессивных пространственных конструкций позволяет улучшить архитектурно-планировочные и конструктивные решения зданий и сооружений, сократить расход строительных материалов и снизить их собственный вес. В будущем пространственные конструкции призваны изменить архитектурный облик наших городов, способствовать созданию выразительных архитектурных комплексов промышленных предприятий.

Возможность перекрывать большие пролеты без промежуточных опор уже давно привлекают к себе внимание специалистов.

Аэропорты и вокзалы, конгресс-холлы и деловые центры, офисы и банки, товарно-сырьевые биржи, склады оптовой и розничной торговли, супермаркеты, универсамы и рынки, выставочные павильоны, киноконцертные залы и спортивные комплексы, а также разнообразные инженерные сооружения — вот далеко не полный перечень объектов,

в предстоящем строительстве которых потребуется применение пространственных конструкций [1].

Развитию теории, научных исследований, совершенствованию проектирования и увеличению объемов возведения пространственных конструкций способствуют систематически проводимые конгрессы Международной ассоциации по оболочкам и другим пространственным конструкциям (ИАСС) и мероприятия Межрегиональной общественной организации "Содействие разви-

тию и применению пространственных конструкций в строительстве". Один из конгрессов ИАСС, прошедший в Москве в июне 1998 г. по теме "Пространственные конструкции в новом строительстве и при реконструкции зданий и сооружений" [2], подтвердил высокий уровень научных исследований в области пространственных конструкций, проводимых российскими учеными и доведенных до практического применения.

В России и бывшем Советском Союзе получили развитие в основном все направления, которыми можно характеризовать мировую практику строительства тонкостенных и стержневых пространственных конструкций покрытий зданий и сооружений. Основной объем пространственных покрытий выполнен из железобетона и металла. Отечественные специалисты разрабатывали и возводили различные типы пространственных железобетонных конструкций в виде складок, волнистых сводов, куполов, оболочек нулевой, положительной и отрицательной гауссовой кривизны, сталежелезобетонных мембран, конструкций в виде пространственных стержневых систем и т.п.

Отличительной чертой развития этого направления в нашем строительстве явилось то, что особое внимание уделялось сборным конструкциям из элементов заводского изготовления для массового применения в промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданиях и сооружениях. В основу подобных конструкций положено производство унифицированных железобетонных плоских и криволинейных плитных и линейных элементов, в том числе преднапряженных.

Вместе с тем следует отметить, что значительное развитие получило также строительство уникальных зданий и сооружений из железобетона, покрытия которых имеют пролеты свыше 100, а проектные решения – до 300 м. Нельзя не упомянуть и о широком применении пространственных конструкций малых архитектурных форм преимущественно в виде складок, цилиндрических и гиперболических оболочек.

Популярности пространственных конструкций способствовали глубокие теоретические и экспери-

ментальные исследования в области тонкостенных и стержневых пространственных систем и технологии их возведения. Так, дальнейшее решение получили общие вопросы теории тонких упругих оболочек, теории устойчивости, пластичности, динамики и сейсмики, а также широкого круга задач строительной механики оболочек в нелинейной постановке и с учетом деформированной схемы. Для железобетонных оболочек и складок используется общая деформационная теория железобетона с учетом трещин [3] и экспериментально-теоретический метод расчета несущей способности по предельному равновесию, в том числе по деформированной схеме [4].

Существенное развитие получили экспериментальные исследования различных пространственных конструкций на моделях и натуральных образцах, включая уникальные испытания сборных железобетонных предварительно напряженных оболочек типа бочарного свода пролетом 96 м, типовых оболочек, сферических оболочек на квадратном плане размером 102 x 102 м в Челябинске и Минске, крытых рынков и промышленных зданий с типовыми оболочками пролетом до 36 м.

Вопросы технологии изготовления элементов и монтажа пространственных конструкций разрабатывались на базе достижений в области промышленности строительных материалов и изделий и индустриализации строительного-монтажных работ. В этой работе активное участие принимали ведущие строительные организации.

Широкое экспериментальное строительство прошлых лет позволило проверить на практике различные конструктивные решения железобетонных оболочек, выявить их достоинства и недостатки и наметить наиболее экономичные конструкции для внедрения. Применение этих конструкций и в настоящее время является весьма перспективным.

В числе выдающихся конструктивных решений, широко применявшихся для покрытий промышленных и общественных зданий, следует назвать разработанные в НИИЖБе панели-оболочки КЖС размерами от 3x12 до 3x30 м. Такие элементы с длиной, равной перекрываемому

пролету, изготовлялись и строились в районах бывшего СССР. Ими перекрыто свыше 3 млн. м² зданий. Достоинством этих конструкций является также возможность создания из них большепролетных сводов, при этом две панели-оболочки КЖС объединяются между собой с помощью затяжки.

С учетом экономических показателей, долговечности, огнестойкости, возможности устройства больших светоаэрационных отверстий, покрытия крытых рынков, бассейнов, спортивных залов и т.п. панели-оболочки КЖС не имеют конкурентов среди конструкций, применяемых в настоящее время.

Другой конструкцией массового применения, вобравшей в себя все достижения в области расчета, проектирования и возведения, являются типовые многоволновые железобетонные оболочки положительной гауссовой кривизны из цилиндрических панелей размером 3 x 6 м для покрытий зданий с шагом колонн 18 м и пролетами 18...36 м с железобетонными (до 24 м) и стальными контурными фермами-диафрагмами (рис. 1), разработанные ПИ-1 совместно с НИИЖБ и ЦНИИСК. Монтаж оболочек осуществляется без лесов с помощью монтажных блоков размером 3x18 или 3x24 м, собираемых на кондукторе из плит 3x6 м в виде свода с временной затяжкой (рис. 2).

Эти оболочки впервые в мировой практике были применены (в количестве свыше 1 млн. м²) в массовом строительстве покрытий производственных и гражданских зданий. Из оболочек, близких по конструкции к типовым размером 24 x 36 м, построен автобусный парк в Чертаново (Москва) размером 145 x 195 м по проекту МНИИТЭП, а также большое число крытых рынков размером в плане 42 x 42 м [5].

К выдающимся примерам осуществленных покрытий по проекту ПИ-1 в виде сборных железобетонных оболочек положительной гауссовой кривизны относятся покрытия рынков в Челябинске и Минске размером 103 x 103 м (рис. 3). Оболочки собирались из криволинейных преднапряженных ребристых плит размером 3 x 12 м, уложенных по ребрам жесткости длиной 11,6 м. Опорный контур оболочки представ-

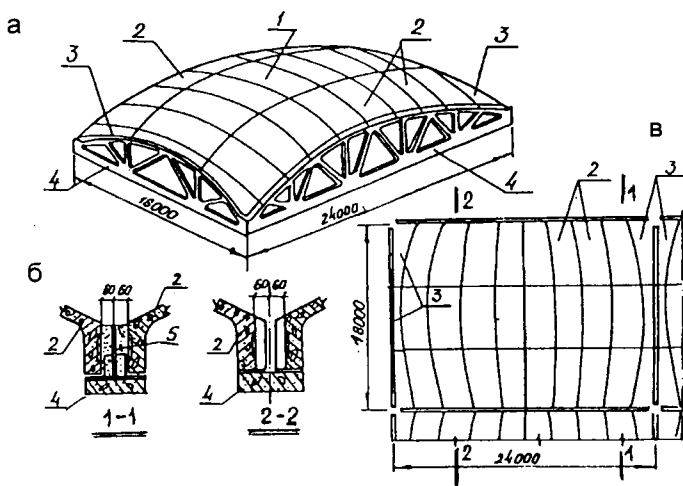


Рис.1. Типовые сборные железобетонные оболочки покрытий

а — общий вид оболочки 18x24 м; б — сечения 1-1 и 2-2; в — план оболочки; 1 — сборные цилиндрические панели 3x6 м, средние; 2 — то же, крайние; 3 — сборные контурные панели; 4 — железобетонные контурные фермы-диафрагмы; 5 — замоноличенный участок и стальные упоры

ляет собой предварительно напряженный стальными канатами полигональный пояс, опирающийся с шагом 6 м на колонны.

Возможность удовлетворения архитектурным требованиям и условиям рациональной статической работы пространственных конструкций удается обеспечить при строительстве составных оболочек, включающих в себя отдельные оболочки более простых форм (цилиндрические, положительной кривизны и др.) [5]. В качестве примера таких оболочек, осуществленных в России, можно привести покрытие универсального спортивного зала "Дружба"

в Лужниках размером в плане 88 x 88 м (рис.4,а). Центральная часть покрытия выполнена в виде пологой оболочки положительной гауссовой

В последнее время внимание проектировщиков все больше привлекают сталежелезобетонные пространственные конструкции. В процессе возведения они представляют собой различного типа стальные конструкции, которые после укладки на них монолитного или сборного железобетона превращаются в сталежелезобетонные пространственные конструкции. В монтажной стадии стальные конструкции могут представлять собой вантовые системы, стержневые шатровые оболочки, стальные мембраны и т.п.

Характерным примером таких конструкций являются шатровые сталежелезобетонные оболочки с размерами в плане до 36x36 м [6]. В процессе строительства на первоначально изготовленной сетчатой конструкции шатровой оболочки закрепляются с помощью сварки плоские железобетонные пластины толщиной 4-5 см. Металлическая конструкция шатра собирается с применением монтажных блоков завод-

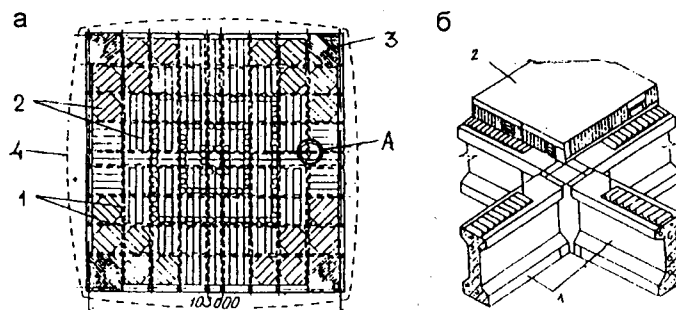


Рис. 3. Сборные оболочки покрытия рынков

а — план оболочки; б — узел "А" сопряжения плит и ребер; 1 — ребра жесткости; 2 — сборные плиты 3x12 м; 3 — монолитные узловые зоны; 4 — сборный козырек

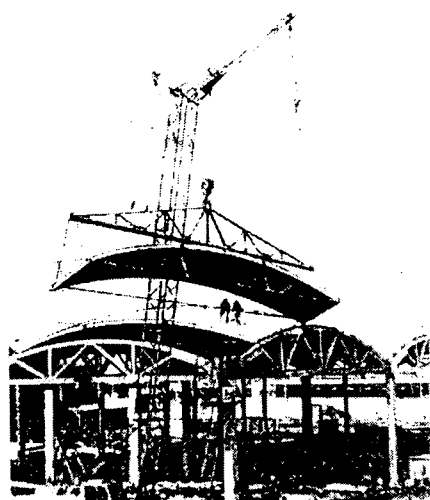


Рис. 2. Строительство сборных типовых оболочек

кривизны, к которой примыкают боковые складчатые оболочки. Последние устанавливали целиком в виде укрупненных секций.

Интересны по своей архитектурной выразительности купольно-складчатые оболочки покрытия рынков в Москве и Старом Осколе пролетом 72 м, собираемые из унифицированных сборных железобетонных элементов с включением монолитных зон в местах сопряжения отдельных поверхностей оболочек (рис. 4,б).

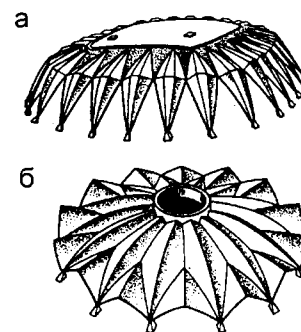


Рис. 4. Сборно-монолитные сопряженные оболочки покрытий

а — универсального спортзала "Дружба"; б — Даниловского рынка в Москве

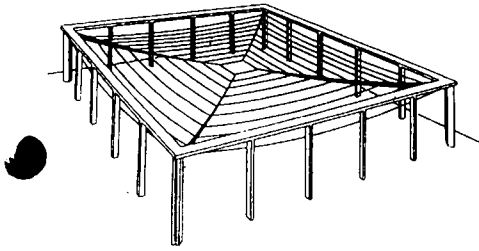


Рис. 5. Полигонально-вантовая система

ского изготовления из стальных облегченных профилей (разработка ПИ-1 с участием НИИЖБ).

Полигонально-вантовая система, предложенная в НИИЖБе д.т.н. Р.Н. Мацелинским (рис.5) при использовании ее в качестве монтажной конструктивной системы сталежелезобетонной оболочки, оказывается весьма перспективной для покрытий спортивных сооружений пролетами 60 м и более. Железобетонные плиты, укладываемые по вантам, могут быть изготовлены из легкого бетона. Часть покрытия можно выполнять трансформируемой на основе заявки НИИЖБа [7].

Пространственные железобетонные конструкции нашли применение и в перекрытиях многоэтажных зданий.

В качестве пространственных перекрытий зданий с уширенной сеткой колонн 12 x 12 м хорошо зарекомендовали себя шатровые железобетонные оболочки, запроектированные ПИ-1 с участием НИИЖБа. Такие оболочки нашли применение при строительстве торгового центра в Омске и двух промзданий в Санкт-Петербурге. Дальнейшее развитие пространственные перекрытия получили при разработке в НИИЖБа рамно-шатровых конструкций для зданий с ячейкой до 18 x 18 м, в том числе с применением натяжения арматуры в построечных условиях в контурных ребрах, расположенных между колоннами каркаса, на всю длину и ширину здания [8].

В настоящее время одной из эффективных областей применения железобетонных пространственных конструкций являются различного рода инженерные сооружения. В их числе преднапряженные оболочки атомных реакторов, стены и покры-

тия резервуаров, в том числе башенного типа, высокие дымовые трубы и телевизионные башни, силосные башни, фундаменты и подпорные стены в форме оболочек, морские платформы для добычи нефти с резервуарами для ее хранения, транспортные тоннели, гиперболические градирни и др.

В числе уникальных инженерных сооружений следует отметить телебашню в Москве, защитные оболочки АЭС в Воронеже и Твери, силосные башни канелюрного типа в Молдавии, собираемые с помощью преднапряженных кольцевых монтажных элементов диаметром 18 м конструкции НИИЖБа.

Расчет и проектирование зданий и сооружений, как пространственных систем высокой степени сложности, невозможен без применения современных программных средств, к числу которых относится хорошо зарекомендовавший себя программный комплекс STARK ES (разработка "ЕВРОСОФТ", Москва). Комплекс реализует метод конечных элементов для решения задач строительной механики, который позволяет выполнять расчетное моделирование и анализ напряженно-деформированного состояния указанных систем.

В НИИЖБе выполнены расчеты для ряда широко применяемых типов конструктивных решений и уникальных конструкций, при расчете которых необходим учет пространственного характера их работы [9]. В их числе монолитные и сборные здания в железобетоне, в том числе сборные железобетонные каркасы жилых зданий системы ПБК (разработка ООО "ФАСАД"), монолитный каркас жилого здания высотой 100 м (рис.6), монолитный каркас 10-этажного здания для 8-балльного сейсмического района, монолитный каркас и трибуны стадиона "Локомотив". В расчетах представленных конструкций ПК STARK ES при использовании метода подконструкций дал возможность решать задачи объемом до 30000 конечных элементов, выполнять анализ напряженно-деформированного состояния при различных воздействиях, в том числе при температурных нагрузках, решать задачи устойчивости пространственных систем, выполнять динамический анализ, рас-

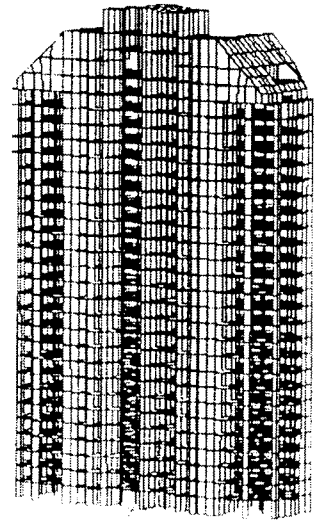


Рис. 6. Расчетная модель монолитного каркаса жилого дома высотой 100 м

четы пространственных систем на сейсмические воздействия, выполнять конструктивные расчеты при проектировании железобетонных и металлических конструкций.

В заключение необходимо отметить, что, несмотря на большие достижения в области исследований и проектирования железобетонных пространственных конструкций, объем их применения в последние годы значительно сократился и, исходя из потребностей народного хозяйства, должен быть увеличен в несколько раз.

Для научно-технического развития пространственных конструкций в ближайшие годы следует выполнить разработку

- новых форм железобетонных пространственных конструкций и рациональных конструктивных систем
- пространственных конструктивных решений при восстановлении и реконструкции зданий и сооружений
- новых эффективных технологий изготовления и монтажа пространственных конструкций, в том числе трансформируемых
- облегченных комплексных защитных покрытий пространственных конструкций, обеспечивающих соблюдение необходимых температурно-влажностных условий внутри помещений и требований огнестойкости.

Библиографический список

1. Розанов Е.Г. Пространственные конструкции в архитектуре России XXI века // Промышленное и гражданское строительство, №7, 1998, с.15-18.

2. Тезисы докладов Международного Конгресса МКПК-98, т. III, М., ГУП ЦПП, 1998, 362 с.

3. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М., Стройиздат, 1996, 413 с.

4. Шугаев В.В. Инженерные методы в нелинейной теории предельного равновесия оболочек, М., "Готика", 2001, 362 с.

5. Справочник "Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево, пластмассы)" под ред. Ю.А. Дыховичного и Э.З. Жуковско-го. М., "Высшая школа", 1991, 543 с.

6. Шугаев В.В., Апрайлов Р. Облегченные сталежелезобетонные комплексные конструкции покрытий. // Труды международной конференции ИАСС "Легкие конструкции в гражданском строительстве". Варшава, 1995, 305-308 с.

7. Заявка НИИЖБ "Стадион" № 2001126779/20 (029524) от 01.11.2001 .

8. Шугаев В.В., Соколов Б.С., Подзоров С.А. Сборные железобетонные

пространственные перекрытия с натяжением арматуры на стройплощадке. // Материалы международной научно-практической конференции "Бетон и железобетон в третьем тысячелетии", Ростов-на-Дону, 2000, с. 373-386.

9. Соколов Б.С., Шугаев В.В. Опыт проектирования пространственных систем с использованием программного комплекса STARK_ES. // Тезисы докладов научной сессии МОО "Содействие развитию и применению пространственных конструкций в строительстве". М., 2001, с. 66-67.

БЕТОНЫ

В.Р.ФАЛИКМАН, чл.-корр. РИА, канд. техн. наук, Ю.В.СОРОКИН, канд. техн. наук, В.В.ДЕНИСКИН, инж. (НИИЖБ); Н.Ф.БАШЛЫКОВ, канд. техн. наук (ЗАО "Полиמוד")

Архитектурный бетон: новые подходы к обеспечению качества

Основным строительным материалом современности остается бетон. Это предопределяется возможностями его применения в самых разных эксплуатационных условиях при гарантированном уровне надежности, гармоничным сочетанием с природной средой, неограниченной сырьевой базой и простотой технологии, сравнительно низкой стоимостью и, наконец, высокой архитектурно-строительной выразительностью.

Между тем, применяемые в мировой строительной практике материалы и технологии для изготовления бетонных элементов декора и архитектурной отделки зданий (белые и цветные цементы, заполнители с ограниченной крупностью и наполнители, высокоподвижные бетонные смеси и т.д.) часто являются первопричиной ухудшения физико-механических свойств и долговечности последних. Прежде всего, в результате снижения морозостойкости и повышения усадочных деформаций не всегда удается в полной мере реализовать потенциал бетона как архитектурно-отделочного материала, особенно при наруж-

ной монолитной отделке зданий и сооружений и в широком диапазоне температурно-влажностных условий проведения наружных отделочных работ.

Разработка концепции высококачественных бетонов (High Performance Concrete) обеспечила кардинальный скачок в технологии бетона на рубеже 3-го тысячелетия. Сочетая в себе высокую прочность с оптимальными структурными характеристиками и повышенными показателями физико-механических свойств и долговечности, высококачественный бетон значительно расширил области применения искусственных минеральных композитов [1, 2].

В рамках реализации концепции высококачественного бетона в НИИЖБ и ЗАО "Полиמוד" разработана система комплексного управления структурой, темпами твердения и прочностью бетона с целью получения материала с заданными показателями физико-механических свойств и долговечности применительно к конкретным условиям эксплуатации. Эта система предусматривает использование композицион-

ных механоактивированных вяжущих, комплексных химических модификаторов различного назначения, новых эффективных наполнителей и армирующих волокон, а также, при необходимости, эффективную поверхностную обработку готовых изделий и конструкций. Тем самым обеспечивается возможность направленного воздействия на процессы структурообразования и гидратации, твердения и набора прочности, а также параметры структуры и долговечности бетона на всех стадиях его приготовления: от выбора исходных материалов и назначения вещественного состава и параметров активации композиционных вяжущих, введения в бетонную смесь на стадии ее приготовления химических модификаторов, улучшающих ее технологические свойства, в т.ч. эффективных суперпластификаторов нового поколения, регуляторов схватывания и твердения, химических компенсаторов усадочных деформаций, до укладки и твердения бетона в специальных формах.

Понятно, что одной из наиболее перспективных областей реализации

**Влияние вида вяжущих и добавок, вводимых на стадии приготовления бетонных смесей,
на их технологические свойства и прочность бетонов**

Со- став	Вид вяжущего (вид исходного цемента, минеральная добавка)	Вид добавки (дозиров- ка, % массы цемента)	Расход материалов, кг/м ³				В/Ц	ОК, см	Плот- ность бетон- ной смеси, кг/м ³	Возду- хововле- чение, %	Прочность при сжатии, МПа, в возрасте, сут				
			Це- мент	Песок	Щебень	Вода					1	2	3	7	28
1.	Белый цемент (Щуровский)	-	484	533	1063	231	0,47	21	2311	3,1	-	2,6	10,5	19,0	31,7
		C-3 (0,6%)	491	597	1073	201	0,41	23	2362	3,8	-	5,4	16,8	24,8	41,4
2.	Белый цемент Сет I 52,5 R	-	490	542	1068	226	0,46	18,5	2326	2,5	20,5	36,4	40,2	47,6	55,6
		C-3 (0,6%)	496	595	1071	198	0,4	20	2360	3,0	25,7	47,4	54,0	58,4	67,3
3.	ВНВ-100 (Щуровский)	-	488	621	1093	184	0,38	20,5	2386	3,6	5,8	12,0	20,7	35,9	51,1
4.			480	710	1100	160	0,33	15	2450	2,7	55,0	64,8	72,1	83,3	93,7
5.	ВНВ-100 (Сет I 52,5 R)	TiO ₂ (1%)	485	717	1110	162	0,33	5-9	2475	2,3	69,4	70,5	76,7	90,0	103,8
6.		TiO ₂ (1%) C-3 (0,5%)	490	725	1124	146	0,30	14	2490	2,3	72,8	78,4	83,0	90,6	112,6
7.	ВНВ-100 (Сет I 52,5 R)	TiO ₂ (1%) C-3 (0,5%) Замедлитель (0,07%)	472	698	1082	157	0,33	20	2410	2,5	16,5	72,0	76,1	84,2	107,3
8.		TiO ₂ (3%)	469	1641	-	159	0,34	14	2288	4,5	39,8	55,2	59,5	73,4	81,0
9.	ВНВ-90 (Сет I 52,5 R, домен- ный гранулированный шлак)	TiO ₂ (3%) Замедлитель (0,07%)	471	1649	-	165	0,35	16	2295	5,6	9,6	48,4	68,1	77,9	84,0
10.		TiO ₂ (3%), ОРД-7 (6%), C-3 (0,6%)	487	1705	-	146	0,30	18,5	2338	4,7	8,8	23,1	40,9	73,0	84,5

концепции высококачественного бетона является изготовление архитектурного бетона с повышенными декоративными свойствами и эксплуатационными характеристиками. Действительно, технология архитектурного бетона при изготовлении декоративных фасадных элементов, скульптурных горельефов предусматривает, например, использование высокоподвижных, литых, а иногда и самонивелирующихся бетонных смесей. При этом для повышения декоративных свойств используются, как правило, белый и цветные цементы, а наличие сложного рельефа поверхности и мелких деталей орнамента требует применения заполнителей с ограниченной максимальной крупностью. Все эти факторы, как уже отмечалось выше, а также особенности химико-минералогического и вещественного состава белых цементов (повышенное содержание C_3A и белита, введение отбеливающих минеральных добавок и др.) в совокупности должны приводить к увеличению водопотребности бетонных смесей, что в свою очередь провоцирует увеличение усадочных деформаций, повышение проницаемости и снижение морозостойкости бетона.

Одной из ключевых особенностей получения высококачественных бетонов в соответствии с разработанной технологией является применение композиционных механоактивированных вяжущих. Их производство осуществляется помолотом в регламентированных условиях портландцементного клинкера или товарного портландцемента с химическими модификаторами и минеральными добавками, вид и количество которых назначаются исходя из условий эксплуатации и с учетом оптимизации процессов гидратации и структурообразования. Состав модификаторов и наличие в них водопонижающего компонента обуславливают в результате твердофазной реакции на поверхности клинкерных минералов в процессе механохимической активации получение готового вяжущего, сочетающего в себе повышенную дисперсность и, соответственно, повышенную гидравлическую активность, с пониженной водопотребностью, а варьирование в широких пределах вида и количества минеральных

добавок придает вяжущим специальные свойства, такие как сульфатостойкость, безусадочность, пониженная экзотермия и т.д. Совокупным результатом всего перечисленного является получение механоактивированных вяжущих с повышенными показателями прочностных свойств и долговечности. При этом следует отметить, что образующиеся на поверхности клинкерных зерен в процессе активации органоминеральные соединения определяют такие технологические свойства смесей на основе композиционных вяжущих, как стойкость к растворению и водоотделению, высокая степень тиксотропного разжижения и повышенная репродуцирующая способность, т.е. возможность воспроизведения мельчайших деталей рельефа без образования на лицевой поверхности крупных воздушных пор и дефектов, что особенно важно для декоративных изделий из архитектурного бетона [3, 4, 5].

Применение механохимической активации позволяет значительно повысить темпы твердения и прочность белого (и цветного) цемента, получив на его основе композиционные вяжущие с активностью 60-100 МПа в зависимости от качества исходного сырья, что соответствует повышению прочности на 40-50% в возрасте 28 суток, на 30-70% в возрасте 2-7 суток и более чем в 2 раза в возрасте 1 суток. При этом обеспечивается существенное (на 17-25%) снижение водопотребности цементного теста, несмотря на увеличение дисперсности вяжущих по сравнению с исходными цементами. Введение на стадии получения вяжущего таких минеральных добавок, как природные алюмосодержащие пуццоланы для снижения усадочных деформаций или доменный гранулированный шлак для регулирования тепловыделения и повышения сульфатостойкости не приводит к существенному снижению активности вяжущих.

В соответствии с пониженной водопотребностью вяжущих получение литых бетонных смесей на их основе обеспечивается при значительно более низком расходе воды затворения – на 20-30% (см. таблицу). Одновременно связанные с механохимической активацией особенности реологических свойств

композиционных вяжущих обуславливают минимальное водоотделение в бетонных смесях, снижение воздухоовлечения и повышение плотности, что свидетельствует о потенциальных улучшениях в структуре бетона.

Управление процессами структурообразования, а также строительнотехническими и декоративными свойствами архитектурного бетона на стадии приготовления бетонных смесей обеспечивается, прежде всего, регулированием их сохранности и введением при перемешивании химических и минеральных добавок различного назначения (минеральных пигментов, добавок-компенсаторов усадочных деформаций и др.). Так, сохранность бетонных смесей на композиционных вяжущих при бетонировании сложных большеобъемных элементов может быть недостаточной. Избежать этого позволяет введение добавок-замедлителей. Приведенные в таблице данные, относящиеся к применению комплексной добавки на основе триполифосфата натрия, показывают, что в этом случае сохранность бетонных смесей значительно возрастает, а начало интенсивного роста прочности приходится на 36-48 часов после формования.

Анализ данных таблицы показывает, что применение механоактивированных вяжущих во всех случаях сопровождается значительным повышением темпов твердения по сравнению с бетонами на исходных цементах. За исключением тех случаев, когда преследовалась специальная цель замедления структурообразования и твердения за счет использования замедлителя (таблица, составы 7, 9), прочность модифицированных бетонов уже в возрасте 1 суток естественного твердения достигала 49-67% от марочной, тогда как для бетонов на исходных цементах эта величина не превышала 36-38%. Подобные высокие темпы естественного твердения изделий еще раз подтверждают возможность их изготовления без тепловлажностной обработки и с использованием в качестве заполнителя как строительного песка и щебня (составы 1-7), так и смеси фракционированных песков (составы 8-10).

Как уже отмечалось, на стадии раннего твердения важным услови-

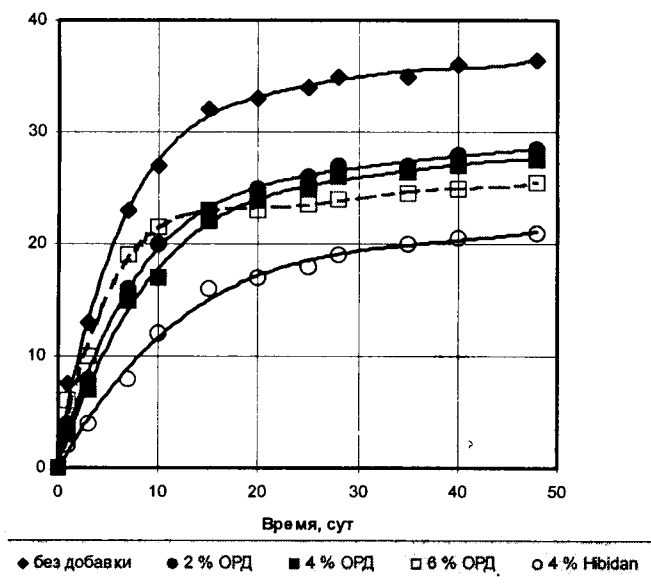


Рис. 1. Влияние добавок на величину усадочных деформаций мелкозернистых бетонов состава 1:3,5 воздушно-сухого твердения

ем формирования бездефектной структуры бетона является снижение его усадочных деформаций. Данные, представленные на рис. 1, иллюстрируют возможность регулирования усадки высококачественного архитектурного бетона за счет использования химической добавки ОРД-7 на основе алифатических спиртов и их эфиров, синтезированной в ЗАО "Полиמוד". Являясь продуктом направленного химического синтеза, эта добавка отличается от минеральных добавок на основе сульфатных и алюминатных соединений стабильностью состава и свойств. Кроме того, механизм действия добавки ОРД-7, основанный на изменении форм связи воды в бетоне и регулировании массообменных процессов, представляет потенциально гораздо меньшую опасность для формирующейся структуры бетона, чем образование гидросульфатоалюминатов кальция, несбалансированные условия гидратации и состав которых способны, наряду со снижением усадочных деформаций, привести и к структурным нарушениям. Из представленных на рис.1 данных следует, что к моменту стабилизации деформаций при твердении в воздушно-сухих условиях снижение их вели-

чины при введении добавки ОРД-7 в количестве 2-6% массы цемента составляет 22-45%. Следует отметить, что введение добавки ОРД-7 позволяет также воздействовать на скорость структурообразования, темпы твердения и интенсивности тепловыделения в раннем возрасте, что благоприятно отражается на структурных характеристиках бетона и позволяет отказаться от специального использования добавок-замедлителей. При этом некоторый недобор прочности бетона с добавкой ОРД-7 в более поздние сроки полностью компенсируется при ее использовании в сочетании с суперпластификатором С-3 (состав 10). Полученные данные показывают также, что при равных дозировках добавок ОРД-7 и "Hibidan" фирмы Takemoto Oil&Fat Co. (Япония) на основе полиалкиленгликоля достигается равная степень снижения усадочных деформаций, что подтверждает эффективность предложенной добавки.

Повышенная гидравлическая активность механоактивированных вяжущих и рационально подобранные составы архитектурных бетонов определяют их высокие физико-механические свойства и долговечность. Показатели физико-меха-

нических свойств бетонов соответствуют высоким значениям их прочности. При этом величина коэффициента призмочной прочности и начального модуля упругости модифицированных бетонов соответствуют нормативным требованиям (СНиП 2.03.01-84) или превышают их. Повышение призмочной прочности и модуля упругости бетонов с добавками ОРД-7 и триполифосфатом натрия может быть связано с уменьшением в их структуре микродефектов усадочного происхождения и с отсутствием структурных нарушений, связанных с интенсивным тепловыделением при ускоренном наборе прочности в ранние сроки.

Показателем улучшения структурных характеристик модифицированных архитектурных бетонов служит также величина их объемного водопоглощения при испытании по ГОСТ 12730.3-78. Экспериментально установлено, что для тяжелых модифицированных бетонов она не превышает 10%, что позволяет отнести полученные бетоны к материалам с плотной структурой.

Сочетание высокой плотности и прочности модифицированных бетонов, организованная поровая структура, в свою очередь, определяют их высокую морозостойкость. Как следует из данных, представленных на рис.2, коэффициент морозостойкости $K_{мрз}$ таких бетонов (т.е. отношение прочности основных образцов после данного числа циклов попеременного замораживания и оттаивания к прочности контрольных образцов) даже после 300-400 циклов испытаний составляет более 1, что свидетельствует об имеющемся резерве долговечности и о преобладании конструктивных процессов в структуре бетона над деструктивными. В противоположность этому, морозостойкость бетонов на исходных белых цементах не превышает 100-250 циклов в зависимости от вида цемента.

Представленные результаты реализованы при организации производства элементов архитектурного декора на экспериментальной технологической линии НИИЖБ. Технологическая линия включает следующие основные переделы: складирование сырьевых материалов, приготовление модифицированного механоактивированного вяжущего,

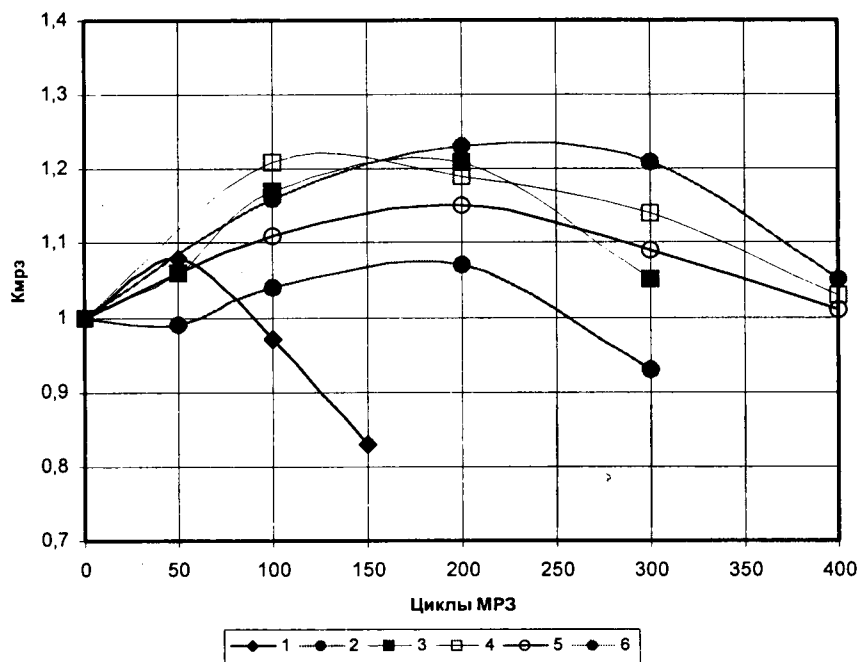


Рис. 2. Морозостойкость бетонов на различных вяжущих

1 — белый цемент (Щуровский) с добавкой С-3 0,6 % массы цемента; 2 — белый цемент (СЕМ I 52,5R) с добавкой С-3 0,6 % массы цемента; 3 — ВНВ-100 (на Щуровском цементе); 4 — ВНВ-100 (на белом СЕМ I 52,5R) + 1 % TiO_2 + 0,5 % С-3; 5 — ВНВ-90 (на белом СЕМ I 52,5R + доменный гранулированный шлак) + 3 % TiO_2 + 0,07 % добавки на основе триполифосфата натрия; 6 — ВНВ-90 (на белом СЕМ I 52,5R + доменный гранулированный шлак) + 3 % TiO_2 + 6 % ОРД-7 + 0,6 % С-3

дозирование компонентов и приготовление бетонной смеси, формование изделий, выдерживание изделий в формах в камере дозревания, распалубка, подача изделий на склад готовой продукции, подготовка форм и их подача на пост формования. Приготовление механоактивированного вяжущего осуществляется в шаровой мельнице периодического действия производительностью 0,5 т/час путем домола товарного белого цемента с необходимыми химическими модификаторами и минеральными добавками (водопонижающие компоненты, доменные гранулированные шлаки, природные пуццоланы и др.). Для получения модифицированных вяжущих, как правило, используется белый цемент марки СЕМ I 52,5R. В качестве заполнителя бетонных смесей используется смесь фракционированных песков оптимального зернового состава. Для получения бетонных смесей используются смеси сителити принудительного действия. Модифицирование бетонных смесей на стадии их приготовления предус-

матривает, в случае необходимости, введение добавок-регуляторов структурообразования, минеральных пигментов, химических компенсаторов усадочных деформаций. Изготовление изделий осуществляется в специальных комбинированных формах, представляющих собой жесткий монолитный или сборный кожух из бетона плотностью 1500-1600 кг/м³ на гипсовой, магниевой или цементной основе с зафиксированным в нем полимерным вкладышем, являющимся основным носителем рельефа и геометрических размеров будущего изделия. Уплотнение бетонных смесей производится на вибростолах или при помощи глубинных вибраторов в зависимости от особенностей рельефа и толщины изделия.

Свежеотформованные изделия выдерживаются в формах в течение 14-16 ч в камере дозревания при температуре 50-60°C, после чего достигают прочности на уровне 40-60 МПа (в зависимости от состава бетона и наличия регуляторов струк-

турообразования) и могут извлекаться из форм. После выдержки они практически не нуждаются в дополнительной обработке, а их строительно-технические свойства гарантируют им высокую эксплуатационную надежность.

Таким образом, совокупность полученных данных показывает, что изложенные выше методы модифицирования архитектурного бетона обеспечивают возможность управления его структурой и свойствами, а также технологическими свойствами бетонных смесей и темпами твердения бетонов на всех стадиях его изготовления. Получаемые материалы по своей природе являются многокомпонентными композитами. Сочетание их декоративных и эксплуатационных свойств, высокого качества лицевой поверхности и широкого диапазона фактуры, многообразия цветовых решений обеспечивают гармонию во внешнем облике здания, сооружения, художественного произведения.

Авторы выражают благодарность доктору химических наук А.Я.Вайнеру, кандидату технических наук М.Г.Булгаковой и инж. И.В.Звереву за помощь в постановке и проведении экспериментальных исследований и обработке их результатов.

Библиографический список

- Boyle, M.J. "Concrete as a substitute for granite cladding attains high performance concrete consideration as the result of exceptional materials and production control" / International Symposium on High Performance Concrete, September 25-27, 2000, Orlando, Florida, U.S.A., p.p. 279-293.
- Shah S.P., Murphy W.P., Weiss W.J. "High performance concrete: strength, permeability, and shrinkage cracking" // Ibid. p.p. 331-339.
- Патент России № 2085525 "Способ изготовления декоративного вяжущего низкой водопотребности", Н.Ф.Башлыков, В.Р.Фаликман, В.Н.Сердюк и др., 1992, опубл. Бюл. № 20, 1997.
- Патент России № 2084416 "Способ изготовления декоративных строительных изделий и декоративных покрытий", Н.Ф.Башлыков, Ю.В.Сорокин, В.Р.Фаликман и др., 1992, опубл. Бюл. № 20, 1997.
- Патент России № 2096364 "Гидравлический цемент", Н.Ф.Башлыков, В.Р.Фаликман, В.Н.Сердюк и др., 1996, опубл. Бюл. № 32, 1997.

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

Расчет трещиностойкости железобетонных конструкций по новым нормативным документам

Трещиностойкость железобетонных конструкций по новым нормативным документам обеспечивается расчетом по образованию и по раскрытию нормальных и наклонных трещин. Требования по закрытию трещин в новые нормы не включены в силу условности этой оценки и нецелесообразности усложнения общей системы требований к трещиностойкости введением дополнительного промежуточного расчета между расчетами по образованию и раскрытию трещин.

Кроме того следует иметь в виду, что требование, по которому трещины в конструкции не должны образовываться, в качестве предельного состояния предъявляют к достаточно ограниченному кругу железобетонных конструкций, у которых должны быть обеспечены непроницаемость либо повышенная долговечность. В остальных случаях трещиностойкость обеспечивается ограничением ширины раскрытия трещин, а расчет по образованию трещин производят для того, чтобы установить необходимость расчета по раскрытию трещин, необходимость учета трещин при расчете по деформациям, а также для определения некоторых вспомогательных характеристик.

В общем случае расчет по образованию нормальных трещин производят с использованием деформационной модели сплошного сечения, включающей уравнения равновесия, условие деформирования в виде плоского поворота и плоского перемещения сечения (гипотезы плоских сечений) и диаграмм состояния (деформирования) бетона и арматуры при сжатии и растяжении. При этом диаграммы состояния растянутого бетона принимают по форме аналогичными диаграммам состояния сжатого бетона [1], но с соответствующими значениями параметров растянутого бетона — расчетными значениями сопротивления осевому растяжению $R_{bt,ser}$ и значениями относительных деформаций бетона при растяже-

нии ε_{bt0} и ε_{bt2} . Для тяжелого бетона принимают $\varepsilon_{bt0} = 0,0001$ и $\varepsilon_{bt2} = 0,00015$.

Критерием образования трещин при расчете по деформационной модели является достижение относительными деформациями растянутого бетона своих предельных значений $\varepsilon_{bt,ult}$. Предельные относительные деформации растянутого бетона при двузначной эпюре деформаций в нормальном сечении принимают $\varepsilon_{bt,ult} = \varepsilon_{bt2}$, при однозначной равномерной эпюре деформаций (осевое растяжение) — $\varepsilon_{bt,ult} = \varepsilon_{bt0}$, при однозначной неравномерной эпюре — по линейной интерполяции в зависимости от соотношения краевых деформаций в сечении элемента [1].

Расчет по образованию нормальных трещин с использованием деформационной модели следует производить для элементов с поперечными сечениями сложной конфигурации (кольцевых, круглых, несимметричных относительно главных осей и т.п.), по специальным программам

на компьютерной технике. Для элементов с простыми поперечными сечениями (прямоугольными, двутавровыми, тавровыми) в нормах допускается использовать более простые методы расчета.

Расчет по упрощенному методу производят исходя из упругой работы сжатого бетона и упруго-пластической работы растянутого бетона, характеризуемой двухлинейной диаграммой деформирования растянутого бетона по типу диаграммы Прандтля. В этом случае эпюра напряжений в сжатой зоне нормального сечения имеет треугольную форму, а в растянутой зоне — трапецевидную с максимальными напряжениями, равными расчетным значениям сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bt,ser}$, и с максимальными относительными деформация-

ми $\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{bt,ult}$.

Для изгибаемых элементов значения момента M_{crc} , отвечающего образованию нормальных трещин, определяют по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{red}, \quad (1)$$

где W_{red} — момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна бетона, определяемый по формуле

$$W_{red} = \frac{\left(I'_{bo} + I'_{fo} + I_{fo} + I'_{so} \cdot \alpha + I_{so} \cdot \alpha \right) \cdot \frac{\varepsilon_{bt,ult}}{\varepsilon_{el}} + I_{bo} \cdot 0,5 \left[3 - \left(\frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_{bt,ult}} \right)^2 \right]}{h - x}, \quad (2)$$

здесь I'_{bo}, I_{bo} — моменты инерции площадей сечения бетона соответственно сжатой и растянутой зон элементов прямоугольного сечения или ребра элементов таврового и двутаврового сечения относительно нулевой линии

$$I'_{bo} = \frac{b \cdot x^3}{3}; \quad I_{bo} = \frac{b(h-x)^3}{3};$$

I'_{fo}, I_{fo} — моменты инерции площадей сечения бетона свесов полков соответственно сжатых и растянутых относительно нулевой линии

$$I'_{fo} = (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (x - 0,5 \cdot h'_f)^2;$$

$I_{fo} = (b_f - b) \cdot h_f \cdot (h - x - 0,5 \cdot h_f)^2$, I'_{so}, I_{so} — моменты инерции площадей сечения арматуры соответственно сжатой и растянутой относительно нулевой линии

$$I'_{so} = A'_s(x - a')^2; \quad I_{so} = A_s(h - x - a)^2;$$

x — высота сжатой зоны;
 b_f, b_f — ширина сечения полков соответственно сжатых и растянутых;
 h_f, h_f — высота сечения полков соответственно сжатых и растянутых;
 α — коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b};$$

ε_{el} — относительная деформация растянутого бетона

$$\varepsilon_{el} = \frac{R_{bt,ser}}{E_b};$$

$\varepsilon_{bt,ult}$ — предельная относительная деформация растянутого бетона, принимаемая для тяжелого бетона равной 0,0015.

Высоту сжатой зоны x определяют из уравнения

$$2S_{bo} \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_{bt,ult}} \left(1 + 0,5 \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_{bt,ult}} \right) + S_{fo} + S_{so} \cdot \alpha - S_{fo}' - S_{bo}' - S_{so}' \cdot \alpha = 0, \quad (3)$$

где S_{bo}', S_{bo}' — статические моменты площадей сечения бетона соответственно сжатой и растянутой зон элементов прямоугольного сечения или ребра элементов таврового и двутаврового сечений относительно нулевой линии

$$S_{bo}' = \frac{b \cdot x^2}{2}; \quad S_{bo} = \frac{b \cdot (h-x)^2}{2};$$

S_{fo}', S_{fo}' — статические моменты площадей сечения бетона свесов полков, соответственно сжатых и растянутых, относительно нулевой линии

$$S_{fo}' = (b_f - b) \cdot h_f' \cdot (x - 0,5 \cdot h_f');$$

$$S_{fo} = (b_f - b) \cdot h_f \cdot (h - x - 0,5 \cdot h_f);$$

S_{so}', S_{so}' — статические моменты площадей сечения арматуры соответственно сжатой и растянутой относительно нулевой линии

$$S_{so}' = A_s'(x - a'); \quad S_{so} = A_s(h - x - a).$$

В качестве первого приближения расчет железобетонных конструкций по образованию нормальных трещин допускается производить как для сплошного упругого тела. В этом случае критерием образования трещин является достижение напряжениями σ_{bt} в растянутом бетоне расчетных значений сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bt,ser}$. Момент образования нормальных трещин определяют по формуле (1), а момент сопротивления W_{red} — по формуле

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_t}, \quad (4)$$

где I_{red} — момент инерции площади приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести;
 y_t — расстояние от наиболее растянутого волокна до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента.

Расчет по образованию трещин в упругой постановке дает результаты более низкие, чем расчет с учетом неупругих деформаций растянутого бетона. С учетом этого обстоятельства может быть принята следующая последовательность использования методов расчета по образованию трещин.

Вначале производят расчет по методике в упругой постановке (как по наиболее простой и осторожной). Если этот расчет показывает, что трещины не образуются, тогда расчет по раскрытию трещин не производят, а расчет по деформациям производят как для сплошного упругого тела. Если же этот расчет показывает, что трещины образуются, то производят дальнейший расчет по раскрытию трещин и по деформациям с учетом трещин. При невыполнении требований по раскрытию трещин или по деформациям производят более точный, но и более сложный расчет по образованию трещин с учетом упруго-пластической работы растянутого бетона. Этот расчет может показать, что трещины не образуются, тогда расчет по раскрытию трещин не требуется, а расчет по деформациям в этом случае производят как для сплошного тела.

Для расчета по раскрытию нормальных трещин в новых нормативных документах взамен эмпирической зависимости действующего СНиП принята методика, основанная на работах В.И.Мурашева [2] и аналогичном подходе, содержащемся в новых международных нормативных документах [3, 4], как более полно отражающая физические закономерности при раскрытии нормальных трещин.

Ширину раскрытия нормальных трещин определяют как произведение средней относительной деформации арматуры ε_{sm} на участке между трещинами и длины этого участка l_s

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} \cdot l_s. \quad (5)$$

Значения средней относительной деформации арматуры ε_{sm} определяют по деформации растянутой арматуры в сечении с трещиной ε_s с помощью известного коэффициента ψ_s , учитывающего работу растянутого бетона между трещинами (см. рисунок)

$$\varepsilon_{sm} = \psi_s \cdot \varepsilon_s. \quad (6)$$

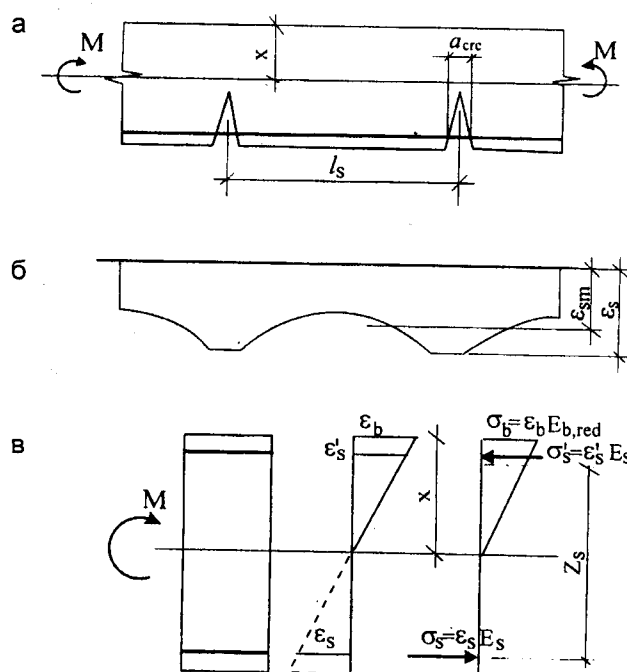


Схема напряженно-деформированного состояния элемента при расчете по раскрытию трещин

а — изгибаемый элемент; б — эпюра относительных деформаций растянутой арматуры; в — схема деформаций и напряжений в сечении элемента с трещиной

Относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной ε_s может быть выражена через напряжение арматуры в трещине

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7)$$

Для коэффициента ψ_s в новых нормах принято выражение, согласующееся с международными нормативными документами,

$$\psi_s = 1 - \beta \cdot \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} \quad (8)$$

где $\sigma_{s,crc}$ — напряжение в растянутой арматуре сразу после образования трещин;

β — коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,8.

Для изгибаемых элементов коэффициент ψ_s можно определять по формуле

$$\psi_s = 1 - \beta \cdot \frac{M_{crc}}{M} \quad (9)$$

Из выражений (8) и (9) следует, что в момент образования трещин, когда $\sigma_s = \sigma_{s,crc}$ или $M = M_{crc}$, коэффициент ψ_s имеет наименьшее значение, равное для тяжелого бетона 0,2, а с увеличением напряжений в растянутой арматуре σ_s и момента M его значение приближается к 1,0. Следовательно степень влияния работы растянутого бетона между трещинами на деформации растянутой арматуры на этом участке уменьшается с увеличением напряжений в арматуре в сечении с трещиной, а значения ε_s и ε_{sm} сближаются.

Коэффициент ψ_s существенно влияет на ширину раскрытия нормальных трещин. С уменьшением коэффициента ψ_s ширина раскрытия трещин уменьшается, с увеличением коэффициента ψ_s — увеличивается. В первом приближении коэффициент ψ_s может быть принят равным 1,0, что дает наиболее осторожный результат. Если при этом требование по раскрытию трещин не удовлетворяется, тогда следует перейти к более точному определению коэффициента ψ_s .

Расстояние между трещинами l_s определяют из условия, по которому усилие в растянутом бетоне при образовании трещин должно быть воспринято силами сцепления арматуры и бетона на участке между трещинами.

В конечном итоге базовое (без учета влияния профиля арматуры) значение длины l_s определяют по формуле

$$l_s = 0,5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s \quad (10)$$

где A_{bt} — площадь поперечного сечения растянутого бетона непосредственно перед образования трещин;

A_s и d_s — площадь поперечного сечения и диаметр растянутой арматуры.

Площадь сечения растянутого бетона определяют в зависимости от высоты растянутой зоны бетона x_f , равной $(h - x)$, где x — высота сжатой зоны бетона, определяемая из уравнения (3).

Для элементов прямоугольного сечения значение A_{bt} можно приближенно принимать равным $0,5 \cdot b \cdot h$.

Из формулы (10) видно, что расстояние между трещинами l_s зависит от степени насыщения растянутой арматурой растянутой зоны сечения, характеризуемой соотношением

$\frac{A_s}{A_{bt}}$; чем больше это соотношение, тем меньше длина l_s и меньше ширина раскрытия трещин a_{crc} .

Учитывая некоторую идеализированность модели, принятой для определения расстояния между трещинами l_s , в нормах введены дополнительные ограничения для длины l_s с тем, чтобы в расчете не принимать ее значения, выходящие за рамки реальных величин, а также с тем, чтобы конечные результаты по ширине раскрытия трещин имели достаточное согласование с действующим СНиП и международными нормативными документами.

Граничные значения длины l_s приняты в абсолютных величинах и в долях диаметра арматуры d_s в виде:

$$100 \text{ мм} \leq l_s \leq 400 \text{ мм};$$

$$10 d_s \leq l_s \leq 40 d_s \text{ мм}.$$

Для учитываемой в расчете площади сечения растянутого бетона A_{bt} также введено ограничение: площадь A_{bt} должна охватывать растянутую арматуру — т.е. растянутая арматура должна находиться внутри площади A_{bt} . В расчетах высоту растянутой зоны принимают не менее 2а.

Входящие в расчетные зависимости значения напряжений арматуры в трещине σ_s и площадь сечения растянутой зоны A_{bt} можно определять в общем случае из расчета по деформационной модели нормального сечения соответственно с трещиной и без трещин (непосредственно перед их образованием). Для простых случаев значения σ_s определяют по упрощенному методу, рассматривая нормальное сечение с трещиной в условно упругой постановке с треугольной эпюрой нормальных напряжений в сжатой зоне бетона, определяемых с учетом неупругих деформаций сжатого бетона путем использования приведенного модуля деформаций сжатого бетона $E_{b,red}$ (см. рисунок).

В этом случае напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной для изгибаемых элементов определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z_s} \quad (11)$$

где z_s — плечо внутренней пары сил.

Значение высоты сжатой зоны сечения, необходимое для вычисления z_s , определяют с учетом указанных выше предпосылок. Для изгибаемых элементов прямоугольного, двутаврового и таврового поперечных сечений зависимость для определения высоты сжатой зоны в общем случае имеет вид:

$$x = h_o \cdot \left(\sqrt{\mu^2 + \frac{\sum \mu \cdot h}{h_o}} - \mu \right) \quad (12)$$

где $\mu = \mu_f + \alpha_1 \cdot \mu_s + \alpha_1 \cdot \mu_s$;

$$\sum \mu \cdot h = \mu_f \cdot h_f + 2 \cdot \mu_s \cdot \alpha_1 \cdot a + 2 \cdot \mu_s \cdot \alpha_1 \cdot h_o,$$

здесь

$$\mu_f = \frac{A_f}{b \cdot h_o}; \quad \mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_o}; \quad \mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_o};$$

A_f — площадь поперечного сечения сжатых свесов полка шириной $b_f - b$ (для элементов прямоугольного сечения $A_f = 0$);

A_s, A_s — площадь поперечного сечения арматуры соответственно сжатой и растянутой;

α_1 — коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{b,red}};$$

$E_{b,red}$ — приведенный модуль деформации сжатого бетона, определяемый по формуле:

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{bl,red}}.$$

Здесь $\varepsilon_{bl,red}$ относительная деформация бетона, принимаемая для тяжелого бетона равной 0,0015.

Если вычисленная по формуле (12) высота сжатой зоны для двутаврового и таврового сечений $x(h_f)$, то расчет производят как для элемента прямоугольного поперечного сечения шириной b_f , принимая в формуле (12)

$$\mu_f = \mu_f \cdot h_f = 0 \quad \text{и} \quad b = b_f.$$

Для прямоугольных сечений значения z_s допускается приближенно принимать равными $0,8h_o$.

Для элементов прямоугольного поперечного сечения без сжатой арматуры высоту сжатой зоны допускается определять по приближенной формуле

$$x = h_o \cdot \sqrt{\mu_s \cdot \alpha_1},$$

а плечо внутренней пары сил

$$z_s = h_o - \frac{1}{3} \cdot x.$$

Анализ результатов расчета показал, что ширина раскрытия нормальных трещин, вычисленная по новым нормативным документам, в среднем на 20% меньше ширины раскрытия трещин по действующему СНиП. Некоторое снижение расчетной ширины раскрытия нормальных трещин в новых нормах является достаточно оправданным, поскольку согласуется с анализом опытных данных и результатами расчета по международным нормам [3]. Кроме того, понижение расчетной величины раскрытия трещин суживает область, где расчет по раскрытию трещин (достаточно условный) является определяющим и наоборот, расширяет область, где определяющим является наиболее важный расчет по прочности.

Для расчета ширины раскрытия наклонных трещин предложена более простая зависимость, учитывающая основные факторы, наиболее существенно влияющие на ширину раскрытия наклонных трещин, и в этом согласующаяся с методикой расчета, принятой в международных нормативных документах. Такими основными факторами являются: относительное расстояние между поперечными

стержнями $\frac{S}{h_o}$ и относительное значение диаметра

поперечной арматуры $\frac{d_{sw}}{h_o}$. В результате, расчетная зависимость имеет вид

$$a_{crc} = \psi_{sw} \cdot \frac{\sigma_{sw}}{E_s} \cdot h_o, \quad (14)$$

где ψ_{sw} — коэффициент, определяемый по формуле

$$\psi_{sw} = \frac{S}{h_o} + 10 \frac{d_{sw}}{h_o}. \quad (15)$$

Напряжения в поперечной арматуре σ_{sw} определяют, принимая, что поперечная сила, воспринимаемая бетоном, отвечает своему минимальному значению $Q_{b,min} = 0,5 \cdot R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_o$ и, следовательно, поперечная сила, передаваемая на поперечную арматуру, составляет $Q - Q_{b,min}$. При этом поперечную арматуру, воспринимающую эту поперечную силу, учитывают на длине проекции наклонного сечения $c = h_o$, т.е. равной ее минимальному значению. В результате расчетная зависимость для определения напряжений в поперечной арматуре, нормальной к продольной оси элемента, имеет вид

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b,min}}{\frac{A_{sw}}{S_w} \cdot h_o}. \quad (16)$$

где A_{sw} — площадь сечения поперечной арматуры, расположенной в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение.

Анализ результатов расчета показал, что ширина раскрытия наклонных трещин, вычисленная по предлагаемой зависимости, в целом согласуется с расчетной шириной раскрытия наклонных трещин по действующему СНиП.

Влияние продолжительности действия нагрузки и профиля продольной и поперечной арматуры учитывают как при расчете по раскрытию как нормальных, так и наклонных трещин с помощью единых коэффициентов φ_{s1} и φ_{s2} , вводимых в расчетные зависимости (5) и (14):

φ_{s1} — коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

- 1,0 — при непродолжительном действии нагрузки;
- 1,4 — при продолжительном действии нагрузки;

φ_{s2} — коэффициент, учитывающий профиль продольной (в формуле (5)) и поперечной (в формуле (14)) арматуры, принимаемый равным:

- 0,5 — для арматуры периодического профиля;
- 0,8 — для гладкой арматуры.

При наличии кратковременно и длительно действующих нагрузок ширину раскрытия трещин определяют по формуле

$$a_{crc} = a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3}, \quad (17)$$

где $a_{crc,1}$ — ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$a_{crc,2}$ — ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

$a_{crc,3}$ — ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}, \quad (18)$$

где $a_{crc,ult}$ — предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Значения предельно допустимой ширины раскрытия трещин $a_{crc,ult}$ разделены на две группы. К первой группе отнесены значения $a_{crc,ult}$, обеспечивающие сохранность арматуры и принимаемые для обычной стержневой арматуры в зависимости от продолжительности раскрытия трещин равными:

0,3 мм — при продолжительном раскрытии трещин ($a_{crc} = a_{crc,1}$);

0,4 мм — при непродолжительном раскрытии трещин (a_{crc} , определяемое по формуле (17)).

Ко второй группе отнесены значения $a_{cr,ult}$, ограничивающие проницаемость железобетонных конструкций и принимаемые в зависимости от продолжительности раскрытия трещин равными:

0,2 мм — при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм — при непродолжительном раскрытии трещин.

Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин для арматуры конструкций, эксплуатируемых при воздействии сильно агрессивной среды, а также для предварительно напряженных конструкций, в которых арматура постоянно находится при воздействии высоких напряжений, принимают пониженными по сравнению с приведенными выше предельными значениями.

Библиографический список

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

2. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона, М., Машстройиздат, 1950 г.

3. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1: Общие правила и правила проектирования зданий.

4. ЕКБ-ФИП. Модель норм 1990.

ТЕОРИЯ

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

К построению общих критериев деформирования и разрушения железобетонных элементов

Развитие современных вычислительных программ по расчету и моделированию напряженно-деформированного состояния как отдельных конструкций, так и зданий и сооружений в целом из железобетона немислимо без использования общих моделей деформирования и разрушения бетонных и железобетонных элементов при различных напряженных состояниях, хотя модели начали разрабатываться задолго до развития компьютерных методов. Фактически, общие критерии и модели - это основной раздел компьютерных методов, в которых учитываются реальные физико-механические и реологические свойства строительных материалов (в данном случае бетона и железобетона), и их влияние на характер работы конструкций под нагрузкой.

Однако в вопросах построения современных (в последние 10-15 лет) отечественных промышленных вычислительных программ для расчета железобетонных конструкций наблюдаются серьезные негативные тенденции. Речь идет о полном или частичном игнорировании факторов нелинейности и трещинообразования бетона и железобетона на уровне закладываемых связей между напряжениями и деформациями (физических соотношений), что приводит к искажению реальной картины деформирования конструкций, а в итоге - к понижению надежности конструктивных решений в одних случаях и неоправданному перерасходу материалов в других.

Причина "засилья" линейных методов в основном кроется в ограниченных финансовых возможностях разработчиков (программы линейных расчетов намного проще нелинейных). Сточки зрения готовности нелинейных моделей к внедрению их в программы и программные комплексы, особых препятствий нет. Пожалуй, можно указать лишь на программный комплекс

Лира-Windows, разработчики которого наметили и интенсивно осуществляют программу по учету физической нелинейности при расчете пластин и оболочек.

Коротко остановимся на разработках НИИЖБ по этой проблеме (традиционно в последние 20 лет общие модели деформирования бетона и железобетона и критерии оценки прочности разрабатывались в лаборатории механики железобетона НИИЖБ). В основном обратим внимание на физические предпосылки, определяющие качество моделей. К общим моделям и критериям относим таковые для бетонных и железобетонных элементов в общем случае объемного напряженного состояния (естественно, из них следуют и все частные случаи напряженных состояний).

Критерии прочности бетонов

Начало исследованиям общих критериев прочности в НИИЖБ (точнее, в бывшем ЦНИПС) было положено работами А.А. Гвоздева, которые нашли обобщение в [2]. Основные выводы этих исследований сводились к следующему:

✓ напряженное состояние оказывает значительное влияние на прочность элементов;

✓ классические теории прочности, включая теорию Мора, к бетону (без значительных модификаций) не применимы;

✓ следует учитывать влияние среднего напряжения σ_2 на прочность, а также влияние эффекта дилатации;

✓ преобладающим является отрывной механизм разрушения.

Законченного критерия прочности А.А. Гвоздевым не было предложено, однако указанные выводы несомненно повлияли на процесс построения общих крите-

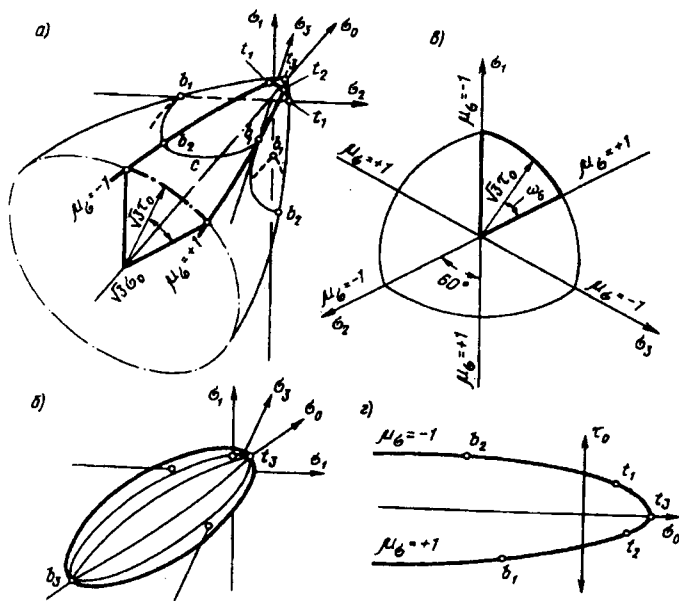


Рис. 1. Схемы современных поверхностей прочности
а, в, г — для плотных бетонов; б — для пористых бетонов

риев прочности в нашей стране. Физическая сторона проблемы в дальнейшем получила развитие в работах О.Я. Берга [1].

К важной вехе развития критериев прочности можно отнести разработку экспериментального оборудования, экспериментальных методик и проведение в течение ~ 20 лет (1970 - 1990 гг.) значительных экспериментальных исследований в НИИЖБ над бетонными элементами при различных объемных и плоских напряженных состояниях. Работы проводились А.В. Яшиным и его многими аспирантами под руководством А.А. Гвоздева [12]. Среди других значимых экспериментальных центров того времени следует выделить центр под руководством О.Я. Берга, позже Е.Н. Щербакова (ЦНИИС Минтрансстроя) и центр Ю.Н. Малашнина - И.М. Безгодова (МИСИ). Результаты этих экспериментальных исследований (к сожалению, в настоящее время полностью прекратившиеся) позволили значительно уточнить теоретические построения критериев прочности и приблизить их к адекватному описанию экспериментальных данных. Среди теоретических построений сотрудников НИИЖБ следует выделить построения А.В. Яшина, Е.С. Лейтеса, хотя их применимость ограничивается плотными бетонами [13]. Более общий критерий прочности, относящийся к различным бетонам (плотным и пористым), разработан Н.И. Карпенко (рис. 1). Среди работ сотрудников других институтов по построению критериев прочности можно указать на пионерные работы Г.А. Гениева и В.Н. Киссюка (ЦНИИСК), работы Л.К. Лукши (ПИ, Минск), В.М. Круглова (МИИТ), М.Б. Лившица (НИИЖТ), Т.А. Балана (ПИ, Кишинев), А.Б. Пирадова (ПИ, Тбилиси) и др. Более полный обзор дан в [4, 7].

Большинство современных предложений сводятся к построению феноменологических критериев в виде функциональных зависимостей между первым (I_1) ин-

вариантом тензора напряжений, вторым (D_2) и третьим (D_3) инвариантом девиатора напряжений и характеристиками (константами) материала R_i в виде

$$F(I_1, D_2, D_3, R_i) = 0 \quad (1)$$

или в виде связей между октаэдрическими нормальными (σ_0) и касательными (τ_0) напряжениями и параметром Лодэ-Надаи (μ_σ)

$$(\tau_0, \sigma_0, \mu_\sigma, R_i) = 0 \quad (2)$$

Конкретизированные выражения типа (1) и (2) приведены в монографии [7]. К наилучшему согласованию с данными экспериментов приводят критерии типа (2).

Условия прочности железобетона

Различают условия прочности элементов с трещинами и без трещин. Проверка прочности элементов без трещин сводится к проверке прочности бетона (по указанным выше критериям) и проверке прочности арматуры как для двухкомпонентного материала. Прочность элементов с трещинами также оценивается по двум критериям. Один из них оценивает прочность арматуры в трещинах разрушения на растяжение, а второй - прочность блоков (или полос в плоском случае) бетона между трещинами на сжатие. Впервые такая двойственная система критериев была введена в ряде работ автора статьи и обобщена в монографии [6].

Развитие условий прочности железобетонных элементов с трещинами по арматуре (или условий текучести арматуры с физической площадкой текучести) берет свое начало от работ К. Иогансена и А.А. Гвоздева по расчету плит. К. Иогансен записал условие прочности по наклонной трещине разрушения (условно - излому плиты) в виде:

$$M_n = M_{\text{тх}} \sin^2 \alpha + M_{\text{ты}} \cos^2 \alpha, \quad (3)$$

где M_n - изгибающий момент по линии излома, $M_{\text{тх}}$, $M_{\text{ты}}$ - предельные моменты, воспринимаемые растянутой арматурой одного (х) и второго (у) направлений относительно верхней сжатой зоны. Незвестной величиной в условии (3) является угол α наклона трещины разрушения (пластического шарнира для арматуры с физической площадкой текучести), что создает определенную неопределенность при использовании этого критерия. Этого недостатка лишено более общее условие текучести арматуры А.А. Гвоздева [3]

$$(M_{\text{тх}} - M_x)(M_{\text{ты}} - M_y) - M_{\text{ху}}^2 = 0, \quad (4)$$

Условие (4) относится лишь к изгибаемым плитам, кроме этого в нем не учитывается влияние нагельного эффекта в арматуре в трещинах, что может сказываться на точности расчета, особенно для арматуры без физической площадки текучести. В работах Н.И. Карпенко предложен путь устранения этих недостатков и получены условия прочности для различных конструкций:

— **плит и оболочек** при совместном действии моментов (M_x , M_y , M_{xy}) и нормальных сил (N_x , N_y , N_{xy}) в виде [5]

$$(M_{\text{тх}} \lambda_x^{-1} - M_x - N_x Z_b)(M_{\text{ты}} \lambda_y^{-1} - M_y - N_y Z_b) - (M_{\text{ху}} + N_{\text{ху}} Z_b)^2 \geq 0, \quad (5)$$

где Z_b - расстояние от срединной поверхности до центра тяжести эпюры в бетоне сжатой зоны;

– конструкций типа балок-стенок (обобщены в [6])

$$(\sigma_{sx} - \sigma_x)(\sigma_{sy} - \sigma_y) - \tau_{xy}^2 \geq 0; \quad (6)$$

– объемных конструкций в виде равенства нулю определителя [6, 7]

$$\begin{vmatrix} (\sigma_{sx} - \sigma_x) & -\tau_{xy} & -\tau_{xz} \\ -\tau_{yx} & (\sigma_{sy} - \sigma_y) & -\tau_{yz} \\ -\tau_{zx} & -\tau_{zy} & (\sigma_{sz} - \sigma_z) \end{vmatrix} \geq 0, \quad (7)$$

где

$$\sigma_{sx} = R_{sx} \mu_{sx} \lambda_x^{-1}, \quad \sigma_{sy} = R_{sy} \mu_{sy} \lambda_y^{-1},$$
$$\sigma_{sz} = R_{sz} \mu_{sz} \lambda_z^{-1},$$

здесь μ_{sx} , μ_{sy} , μ_{sz} - коэффициенты армирования по ортогональным направлениям; λ_x , λ_y , λ_z - функции, учитывающие влияние касательных напряжений в арматуре; R_{sx} , R_{sy} , R_{sz} - расчетные сопротивления арматуры (для арматуры без площадки текучести это некоторые переменные величины). Расчетные схемы для вывода критериев приведены ниже.

В случае выполнения классических предпосылок $\lambda_x = \lambda_y = \lambda_z = 1$. При этом условия (5) - (7) значительно упрощаются и их удобно использовать для определения несущей способности конструкций статическим методом теории предельного равновесия. В нашей стране больше известен кинематический метод, который согласно теоремам А.А. Гвоздева дает верхнюю оценку несущей способности, в то время как статический метод приводит к нижней (наиболее безопасной) оценке.

Указанные критерии дополняются критериями по оценке прочности сжатых полос бетона между трещинами [6]. Они имеют вид (5) - (7), однако величины σ_{si} ($i = x, y, z$) заменяются на величины R_p - прочности полос на сжатие и изменяются знаки внутри круглых скобок перед нормальными напряжениями, а также в (7) перед касательными компонентами. Отдельно ставятся критерии прочности плит по сжатой зоне. Таким образом получается замкнутая система критериев прочности для элементов с трещинами.

Заметим, что критерии (4) - (7) используются не только для оценки прочности армированных конструкций, но и для подбора необходимого по прочности армирования. Для последних целей можно использовать, следуя [6, 7], и исходные системы уравнений, из которых следуют критерии (4) - (7). Анализировав зависимость (4) - (7), можно видеть, что необходимое по прочности армирование зависит не только от нормальных компонент усилий и напряжений, но и в значительной степени от касательных компонент. Этот фактор зачастую игнорируется разработчиками программ, что приводит к заметным ошибкам при проектировании.

Нельзя не указать и на применение критериев прочности в расчетах конструкций методом предельного равновесия [10].

Применение кинематического метода предельного равновесия к расчету железобетонных конструкций рассматривалось в работах А.А. Гвоздева, А.Р. Ржаницина, С.М. Крылова, Л.Н. Зайцева, Г.К. Хайдукова, В.В. Шугаева, Ю.В. Чиненкова и многих других. Ста-

тический метод применялся в работах М.И. Рейтмана, Н.И. Карпенко, А.М. Проценко, Б.Ю. Мирзабекяна.

Общие модели деформирования бетона

Бетон - физический нелинейный материал, причем его физическая нелинейность при многоосном напряженном состоянии проявляется на всех стадиях деформирования, увеличиваясь по мере приближения к выходу на предельную поверхность разрушения. Первоначальные попытки учесть нелинейность бетона делались на базе классических теорий пластичности - малых упругопластических деформаций А.А. Ильюшина и теории Прандтля — Рейса. Известно, что в этих теориях используются гипотезы об изотропии материала в процессе деформирования и об упругом изменении объема, пластические деформации развиваются только за счет изменений формы, обусловленной девиаторными компонентами. Однако эти предпосылки не подтверждаются данными экспериментов. Так уже в ранней работе А.А. Гвоздева [2] отмечается, что при невысоких уровнях напряжений объем бетона нелинейно уменьшается, а при напряжениях, близких к предельным, увеличивается также по нелинейному закону. Экспериментальное подтверждение этого эффекта дал А.В. Яшин [12]. Это явление получило название эффекта дилатации (разуплотнения, дилатансии) и А.А. Гвоздев объяснил его появлением трещин отрыва. Н.И. Карпенко показал, что процесс появления и развития трещин отрыва носит направленный характер, что приводит к анизотропии материала. К настоящему времени можно выделить три направления в построении нелинейных связей между напряжениями и деформациями, в которых в той или иной форме учитываются указанные выше нелинейные свойства бетона:

- 1) на основе модифицированных предпосылок теории малых упругопластических деформаций;
- 2) на основе модели бетона как нелинейно деформируемого материала с приобретаемой ортотропией;
- 3) на основе модификации предпосылок теории течения.

В первом подходе гипотеза об изотропии материала сохраняется и эффект дилатации учитывается в среднем по объему (в виде образования равномерно рассеянных по объему трещин отрыва). Это направление заложено работами Г.А. Гениева, в которых модуль материала является функцией его напряженного состояния и дополнительно вводится новая характеристика - модуль дилатации. В НИИЖБ эта теория существенно развита в работах А.В. Яшина и Е.С. Лейтеса, которые на основе обработки большого числа экспериментальных данных получили аналитические функции для модуля дилатации и, кроме того, учли возможность прогрессирующего разрушения бетона путем учета ниспадающей ветви диаграммы деформирования материала [13].

Интересные предположения по развитию этого направления сделаны А.И. Козачевским, В.М. Кругловым и рядом других исследователей.

Приоритет развития второго направления принадлежит исследователям НИИЖБ. Еще А.А. Гвоздев, рассматривая теорию А.А. Ильюшина, основанную на постулате изотропии, высказал предположение, что в

материале в процессе деформирования может развиваться деформационная анизотропия. Законченная ортотропная модель бетона (видимо, впервые в нашей стране) была разработана Н.И. Карпенко (работы обобщены в монографиях [6, 7]). Физические соотношения в этой модели записываются как для ортотропного материала с осями симметрии свойств, совпадающих с осями главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ или деформаций $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$. Три модуля и три коэффициента поперечной деформации этой модели являются функциями главных напряжений или деформаций и их комбинаций. Ортотропная модель позволяет учитывать направленное развитие эффекта дилатации и неоднородность деформирования при сжатии и растяжении, и этим в большей степени отражает реальный характер деформаций бетона при плоском и объемном напряженном состоянии. Среди работ других исследователей, внесших вклад в развитие ортотропной модели, следует указать на работы А.С. Городецкого, В.С. Здоренко (НИИАС, г. Киев), Т.А. Балана, С.Ф. Клованича, Г.Р. Бидного (ПИ, Кишинев), А.Н. Петрова (ПИ, Петрозаводск) и некоторых других (работы многих из этих исследователей начинались в лаборатории механики железобетона ГУП НИИЖБ).

Развитие теорий типа течения применительно к бетону также идет по пути учета нелинейности изменения объема и эффекта дилатации. При этом пластичность бетона уже нельзя ассоциировать с поверхностью текучести при помощи закона ортогональности и постулата Друкера. Неассоциированные формулировки развивались в работах В.М. Круглова и его учеников.

Современные теории течения для бетона еще находятся в стадии становления. В НИИЖБ это направление получило нетрадиционное развитие в виде разработки некоторой ортотропной модели бетона в приложениях [7]. Развитие этого направления перспективно с позиции описания сложных режимов нагружения.

Анализируя в общем уровень развития моделей деформирования бетона, можно отметить, что, пожалуй, две первые модели (ортотропная модель и модифицированная модель малых упруго-пластических деформаций) уже достигли такого уровня разработки, что могут использоваться в нелинейных расчетных программах.

Модели деформирования железобетона с трещинами

В разработке этих наиболее сложных моделей исследователям НИИЖБ принадлежит, пожалуй, главенствующая роль. Исторически первой моделью деформирования железобетона является модель В.И. Мурашева [11] для изгибаемых элементов с трещинами, которая хорошо зарекомендовала себя при расчете балок, колонн, балочных плит. Однако, детальные экспериментальные исследования, выполненные в 1961 г. в НИИЖБ А.Н. Королевым и С.М. Крыловым [9] под руководством А.А. Гвоздева над квадратными опертыми по контуру плитами при равномерной нагрузке, показали, что опытные прогибы значительно отклоняются от данных расчета по теории В.И. Мурашева (при этом, учитывая одинаковое армирование по двум направлениям, цилиндрическая жесткость заменялась на балочную жесткость по В.И. Мурашеву). Авторы предложи-

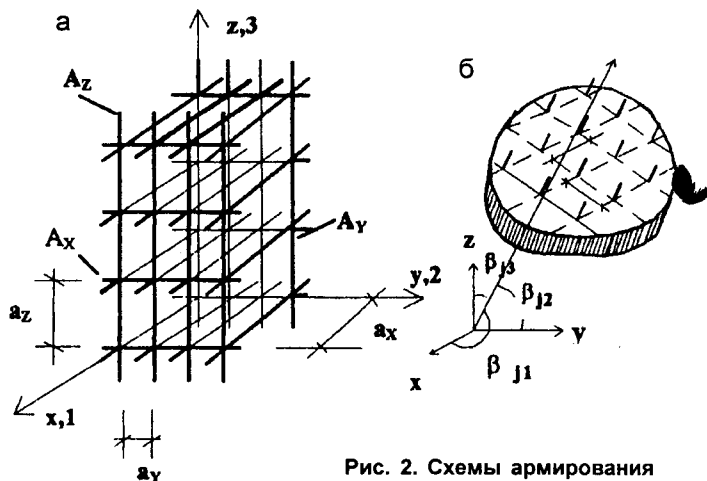


Рис. 2. Схемы армирования

ли эмпирический путь определения прогибов, однако эти исследования дали значительный импульс к поиску новых построений. Были предложены несколько моделей деформирования железобетона с трещинами при неоднородном напряженном состоянии: анизотропная (работы Н.И. Карпенко по теории плит и стен с трещинами, начальные исследования выполнялись под руководством А.А. Гвоздева и С.М. Крылова); трансверсальноизотропная (работы Г.А. Гениева и Г.А. Тюпина); ортотропная (работы Я.Д. Лившица, М.М. Онищенко, В.Н. Байкова, Е.А. Палатникова по плитам, И.Е. Милейковского по оболочкам и др.), где в основном корректировалась жесткость на кручение вплоть до равенства нулю (оси ортотропии совмещались с направлениями арматуры), а изгибаемые жесткости определялись по В.И. Мурашеву. Обзор этих построений дан в [6]. Однако ортотропные модели не объясняли факт эффект значительного удлинения труб и их расширения по радиусу при частом кручении после образования трещин (опыты Э.Г. Елагина, выполненные в НИИЖБ под руководством Н.Н. Лессич), в то время как анизотропная модель позволила с хорошей точностью определить как углы закручивания, так и удлинение и расширение труб [6]. В дальнейшем автором статьи был разработан общий случай анизотропной модели для объемного напряженного состояния. Работы по общей модели обобщены в [7]. Влияние температурных деформаций учтено в работах Н.И. Карпенко и С.Ф. Клованича. Армирование характеризуется коэффициентами армирования μ_{sj} по направлениям, диаметром стержней d_{sj} и направляющими косинусами l_{sij} к выбранным осям $i = x, y, z$ (рис. 2а, б). Выделяются два состояния работы элементов: без трещин и с трещинами. Для элементов без трещин общая матрица связи напряжений с деформациями $[D]$ формируется в два этапа. Сначала в матрице бетона учитываются два побочных фактора - влияние арматуры на сдвиг и на деформации в поперечном направлении по объемным коэффициентам содержания, а затем учитывается основной фактор - совместность осевых деформаций арматуры и бетона*.

* Окончание статьи см. в следующем номере.

Н.К. РОЗЕНТАЛЬ, Г.В. ЧЕХНИЙ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

Стойкость бетонов в газовой среде коллекторов сточных вод

Одним из элементов системы жизнеобеспечения городов являются канализационные сети, предназначенные для транспортирования хозяйственно-бытовых и промышленных вод к местам их очистки. Исследования и практика эксплуатации канализационных сетей показывают, что эти ответственные сооружения подвержены быстрому и нередко непредсказуемому локальному разрушению. В крупных городах ежегодно происходят аварии, вызванные обрушением канализационных труб. При этом в грунте образуются воронки, иногда перекрывается канализационный сток, сточные воды разливаются по поверхности, попадают в водоемы, загрязняют окружающую среду.

В настоящее время отечественные и зарубежные исследователи представляют процессы образования агрессивной среды и коррозии бетона в коллекторах сточных вод следующим образом. На поверхности бетона в подводной части в условиях самотечных коллекторов сточных вод образуется слизистая биопленка, в толще которой существует большое число видов микроорганизмов. Одни из них — тионовые бактерии — используют в своем жизненном цикле сульфаты и белки из состава сточных вод и в анаэробных условиях, которые создаются под биопленкой, выделяют сероводород. Последний растворяется в воде, затем частично выделяется в воздушное пространство над поверхностью сточных вод в коллекторе и растворяется в конденсате, имеющемся на поверхности бетона. Наличие сероводорода, влаги, кислорода и положительной температуры создает в самотечных коллекторах благоприятные условия для развития сульфатредуцирую-

щих бактерий, продуктом жизнедеятельности которых является серная кислота. Она химически реагирует с цементным камнем бетона, в результате чего бетон обращается в тестообразную массу, состоящую из гипса, глинозема, солей железа, кремнекислоты с включением зерен заполнителя. Эта не имеющая прочности масса сползает с поверхности труб и уносится водой. Скорость коррозионного разрушения цементного бетона достигает 1–2 см в год, что вызывает быструю потерю несущей способности конструкций.

Помимо тионовых и сульфатредуцирующих бактерий, на поверхности бетона в коллекторе обнаружены нитрифицирующие бактерии, низшие грибы, водоросли и другие микроорганизмы, которые развиваются во взаимодействии и также нередко выделяют кислоты.

Интенсивность выделения сероводорода в газовую среду коллектора увеличивается с повышением концентрации белковых веществ в сточных водах и с возрастанием турбулентности потока, а также при неэффективной вентиляции коллектора. Агрессивность газовой среды сильно возрастает при смешении потоков теплой воды и обогащенных органикой сточных вод. Сероводород образуется в большом количестве в напорных участках коллекторов, где отсутствует контакт сточных вод с кислородом воздуха. Камеры, в которых вода изливается из напорных участков трубопровода и перемещается далее самотеком, являются местами интенсивного выделения сероводорода.

Учитывая наблюдающееся разрушение железобетонных конструкций, делали многочисленные попытки защитить конструкции коллекторов химически стойкими лакокрас-

очными покрытиями, однако они не дали положительных результатов, такие покрытия быстро разрушались.

НИИЖБ на протяжении ряда лет изучал стойкость бетонов и других материалов в условиях газовой среды коллекторов сточных вод. Помимо натуральных обследований, проводили испытания образцов материалов в газовой среде действующего коллектора. Техническую помощь в постановке испытаний оказывал Мосводоканал. Газовая среда отличалась высокой степенью агрессивности к бетону и железобетону. Концентрация сероводорода достигала 200 мг/м³. Как показали измерения, величина pH конденсата и продуктов коррозии на конструкциях достигала 1–2.

Испытаны следующие материалы: цементные бетоны, в том числе бетоны особо малой проницаемости; бетоны с добавками — биоцидами, подавляющими жизнедеятельность бактерий; пропитки, покрытия и специальные материалы для обработки поверхности бетона; бетоны на нецементных вяжущих.

Испытаны бетоны нормальной (В/Ц=0,50) и особо низкой проницаемости (В/Ц=0,33–0,45, в том числе с 1–2%-ной добавкой С=3 + 10% микрокремнезема МК), расход цемента составлял 350–450 кг/м³. За 9 мес. испытаний все образцы претерпели значительные повреждения — от полного разрушения бетона с В/Ц=0,45–0,5 до разрушения на глубину около 1 см бетона с С=3+МК.

Исследованы бетоны особо низкой проницаемости (W8 и более) со следующими добавками:

- латексом АБП-40
- эмульсией нафталина
- сульфонафталиновой кислотой
- ИНКОР-3, содержащим хлор-

●ИНКОР-3, содержащим хлор-метиллированные фенолы с пиридиновыми основаниями

●биоцидами на основе формалина и других фенолов

●ПВК — перекисводородным комплексом

●алкамоном

●Zn-содержащим сополимером (латексом)

●Zn-тиокарбаматным сополимером (латексом)

●Zn¹-тиокарбаматным сополимером (раствором)

●Cu¹-сополимером (раствором)

●Cu¹-содержащей пастой

Дозировка составляла от 0,1 до 2% в зависимости от вида добавок.

При выборе биоцидных добавок

Испытания показали, что отдельные добавки-биоциды несколько замедляют процесс разрушения бетона, однако защитное действие их недостаточно для подавления агрессивного воздействия среды коллектора на конструкции из бетона. Причиной малой эффективности биоцидов может быть более сложный, чем это принято считать, механизм воздействия на бетон газовой среды коллекторов. По данным высокоточных хроматографических анализов, газовая среда коллекторов содержит, кроме сероводорода, меркаптаны, сернистый газ, окислы азота, хлористый водород, аммиак, углекислый газ, что до последнего времени не учитывалось при выбо-

рой среде коллектора отдельные вздутия и шелушение покрытий приняли массовый характер. Покрытия частично или полностью отслоились, началась интенсивная коррозия бетона. Очевидно, испытанные покрытия имели недостаточно низкую проницаемость. Проникающая через покрытие кислота разрушила слой бетона, находившийся непосредственно под покрытием, последнее отделилось от бетона и, не имея значительной прочности, разрушилось.

Покрытия "Титан", "Силконал", "Канадихт", рекомендуемые зарубежными фирмами, в том числе "Канадихт", который разработан как специальное покрытие для конструкций канализационных сооружений, в сильноагрессивной среде не показали необходимого защитного действия.

Защитное действие мастик на основе машинного масла и наполнителей (парафина, микрокремнезема, графита, цемента) состоит в отеснении влаги из микропор и блокировании крупных пор. Мастики такого типа показали хорошее защитное действие в среде хлористых солей, однако в условиях воздействия биогенной серной кислоты в коллекторе эффективность их была недостаточной, образцы разрушились.

Следует остановиться на материалах "Ксайпекс" и "Пенетрон". По зарубежным данным, эти материалы применяли для ремонта очистных сооружений в Австралии, для ремонта канализационных коллекторов в Хорватии и Испании, для ремонта станции перекачки канализационных стоков в США, г.Хьюстон. Материалы представляют собой сухие растворные смеси, содержащие сложный комплекс химических добавок. Материалы затворяют водой и в виде подвижных растворов кистью наносят на поверхность бетона. Компоненты "Ксайпекса" и "Пенетрона" проникают в бетон на значительную глубину и вызывают в его порах и капиллярах рост кристаллов, создающих так называемый "кристаллизационный барьер", резко снижающий проницаемость бетона.

Выполненные в НИИЖБе лабо-

Покрытия	покрытие на основе фурановой смолы ФЛ-4с с наполнителем; покрытие на основе фурановой смолы ФР-743 с наполнителем; импортное покрытие "Титан" 3-х слойное; толстослойное эпоксидное покрытие; гидрофобизирующее покрытие "Силконал"; покрытие "Канадихт";
Мастики для пропитки	машинное масло + парафин 60:40; машинное масло с примесью графита + микрокремнезем 1:0,34; машинное масло с примесью графита + цемент 1:2,17; машинное масло с примесью графита + парафин 1:4,73;
Уплотняющие материалы	уплотняющий материал "Ксайпекс"; уплотняющий материал "Пенетрон".

руководствовались следующим: добавка АБП-40 на основе оловосоединений хорошо зарекомендовала себя в бетонах, стойких к плесневым грибам и обрастанию морскими водорослями. Препараты, содержащие цинк и медь в структуре сополимера, обладают биоцидным действием, при этом цинк и медь практически не переходят в жидкую среду. Продукт АБП-40 и биоциды на основе тяжелых металлов Zn и Cu разработаны институтом химии Государственного университета в Нижнем Новгороде. Нафталин и его производные применяются в качестве биоцидов для защиты от тионовых бактерий изделий из серы (серные бетоны). Алкамом, ПВК и биоциды на основе фенолов подавляют развитие большинства бактерий (используются в животноводстве).

ре материалов для коллекторов.

Проверена возможность защиты бетона от действия сульфатредуцирующих бактерий нанесением защитных покрытий и пропиткой поверхностного слоя вязкими мастиками. Исследовано защитное действие следующих материалов:

Покрытия, мастики и уплотняющие материалы наносили в лабораторных условиях на поверхность бетонных образцов, не подвергавшихся воздействию среды коллектора. Затем образцы устанавливали в коллектор.

Использованные в опыте фурановые и эпоксидные покрытия в принципе отличаются высокой химической стойкостью. В данных испытаниях в течение первых месяцев покрытия в целом сохранились, отмечены лишь отдельные вздутия. Однако к 6 мес испытаний в газо-

раторные испытания показали, что бетон после обработки "Ксайпексом" и "Пенетроном" в начальный период имеет повышенную стойкость в растворах серной кислоты. После проникания кислоты в глубокие слои бетона наружный слой отделяется, и процесс коррозии прогрессирует.

После 3, 6 и 9 мес испытания в коллекторе вид бетонных образцов с покрытием "Ксайпекс" и "Пенетрон" практически не изменился. Полностью сохранилась форма образцов, их поверхность была твердая и не имела рыхлого слоя продуктов коррозии. На отдельных участках отмечено отслоение без разрушения слоя "Ксайпекса" и "Пенетрона". После 12 мес испытаний произошло разрушение нанесенных слоев "Ксайпекса" и "Пенетрона". Покрытие частично отслоилось, частично покрылось трещинами. Оголившийся бетон интенсивно разрушается. Таким образом, покрытие "Ксайпекс" и "Пенетрон", нанесенное на поверхность бетона, лишь временно замедляло процесс разрушения бетона в сильноагрессивной газовой среде канализационного коллектора. Можно полагать, что в коллекторах со слабо- и среднеагрессивными газовыми средами названные материалы могут оказаться полезными, что требует дополнительной экспериментальной проверки.

В зарубежной практике защиты коллекторов сточных вод широкое применение получил полиэтилен. Исследователями из теоретических предположений сделан прогноз о том, что полиэтилен в отсутствии воздействия света может служить до 1000 лет. Можно полагать, что защитные покрытия из полиэтилена окажутся наиболее экономически приемлемыми для защиты бетона в сильноагрессивной газовой среде коллекторов сточных вод. Опыт ремонта коллектора с применением защиты из профилированных полиэтиленовых листов имеется в Мосводоканале.

В последние годы в ряде стран Европы и в США при строительстве канализационных коллекторов применяют трубы и колодцы из стеклопластика на основе полиэфирных смол. Такие элементы отличаются высокой химической стойкостью,

однако по стоимости они примерно на порядок дороже железобетонных элементов. В данной работе испытаны следующие химически стойкие материалы, изготовленные по технологии НИИЖБ:

- полимербетон на основе мономера ФАМ и эпоксидной смолы ЭД-16
- полимербетон на основе мономера ФАМ и бензолсульфокислоты
- кислотостойкий бетон на основе перлита и жидкого стекла
- серный бетон

Через 3 года испытаний в сильноагрессивной газовой среде канализационного коллектора на образцах, изготовленных из полимербетона на основе мономера ФАМ и смолы ЭД-16, появились трещины шириной раскрытия до 2 мм, при этом прирост массы составил 5,6%, а прочность на сжатие снизилась до 39% по сравнению с исходной. Образцы, изготовленные на основе мономера ФАМ и бензолсульфокислоты, а также на основе перлита и жидкого стекла, к этому времени не имели видимых повреждений и снижения прочности. За 3 мес испытаний образцы серного бетона не имели повреждений. К сожалению, в дальнейшем в связи с аварией в коллекторе испытание образцов серного бетона было прекращено.

Полученные результаты позволяют сделать следующие выводы:

1. В сильноагрессивной газовой среде коллекторов сточных вод при концентрации сероводорода около 200 мг/м³ бетоны на портландцементе разрушаются со скоростью 1–2 см в год, что приводит к быстрому выходу из строя железобетонных труб и конструкций камер. В мировой литературе считается признанным, что разрушение происходит вследствие воздействия серной кислоты, выделяемой сульфатредуцирующими бактериями.

Выполненные в реальном коллектора (с содержанием сероводорода до 200 мг/м³) испытания бетонов особо низкой проницаемости, в том числе с добавками суперпластификатора С-3 и микрокремнезема, показали, что эти бетоны разрушаются также в короткие сроки.

2. Бетоны с добавками биоцидов в сильноагрессивной газовой

среде коллектора разрушались с меньшей скоростью, однако они не могут обеспечить безаварийную работу конструкций в указанных условиях. Предполагается, что механизм воздействия среды коллекторов более сложен и не сводится лишь к воздействию сульфатредуцирующих и тионовых бактерий. Возможно прямое действие других агрессивных к бетону газов.

3. Химически стойкие лакокрасочные покрытия и пропитывающие мастики не показали в сероводородной среде достаточного защитного эффекта. После короткого времени происходит разрушение бетонного подслоя, и покрытия отслаиваются. Учитывая то, что любые лакокрасочные покрытия являются диффузионнопроницаемыми, а восстановление разрушенных покрытий в условиях действующего коллектора не представляется возможным, можно сделать вывод, что эта группа защитных средств не является в данном случае эффективной.

4. Материалы типа "Ксайпекс" и "Пенетрон", обладающие повышенной кислотоустойчивостью, сохраняют защитное действие в течение примерно 1 года, затем вследствие разрушения бетонной подложки отделяются от поверхности, и бетон разрушается примерно с той же скоростью, что и незащищенный.

5. Исследованиями показано, что вполне стойкими в сильноагрессивной газовой среде коллекторов сточных вод является химически стойкие материалы: полимербетон на основе ФАМ с отвердителем — бензолсульфокислотой, кислотостойкий бетон на основе жидкого стекла и перлита, изготовленные по технологии НИИЖБ. Перспективно применение антикоррозионных покрытий из полиэтилена.

В сильноагрессивных газовых средах коллекторов сточных вод конструкции из бетона на портландцементе, шлакопортландцементе и их разновидностях должны применяться со средствами вторичной защиты, стойкими в сероводородной и сернокислотной средах, что должно быть отражено в нормах проектирования канализационных коллекторов.

А.М.ПОДВАЛЬНЫЙ, д-р техн наук (НИИЖБ)

Об оценке результатов коррозионных испытаний и марках бетона по морозостойкости

Одной из существенных особенностей бетона является высокая дисперсия практически всех его показателей и свойств, связанная с его общей неоднородностью как гетерогенного материала конгломератной природы, зернистые компоненты которого, занимающие 80-85% объема, имеют, как правило, природное происхождение и характеризуются значительными вариациями по прочности, форме и размерам. Вклад в общую неоднородность бетона вносит и технология его получения в условиях строительства с трудно контролируемые последовательными этапами этой технологии. Неоднородность бетона проявляется, в частности, в том, что нормируемый коэффициент вариации прочности бетона на сжатие составляет 13,5%, а для монолитного бетона – 20% [1]. У бетона, который в эксплуатационных условиях подвергся коррозионным воздействиям, приводящим к локальным повреждениям и повышающим дефектность структуры, коэффициент вариации прочности оказывается значительно выше [2].

Неоднородность бетона не является его принципиальным недостатком. Важно, чтобы она была корректно и рационально учтена. В расчетных нормах вероятностные, т.е. в некотором диапазоне значений случайно варьирующие свойства бетона учитываются введением так называемой обеспеченности нормативного сопротивления, соответствующей нижней границе его доверительного интервала [3]. Близкий смысл имеет и коэффициент надежности (безопасности) по материалу, равный 1,3 для тяжелого бетона, на который делят нормативное сопротивление при получении расчетного сопротивления на сжатие [4].

Существенно вероятностная природа – это характерная особенность бетона, которая должна сказываться на различных его свойствах и условиях применения и учитываться в методике исследования материала. Одним из аспектов этой проблемы является перенос результатов коррозионных испытаний бетона, проводимых в лаборатории на стандартных образцах, на реальную конструкцию. Лабораторные испытания стойкости, естественно, не являются самоцелью. Их обязательным сопутствующим компонентом является оценка того, как эти испытания характеризуют стойкость и долговечность бетона в эксплуатируемой конструкции. Здесь проявляется еще одна особенность бетона, связанная с технологией его получения, которая, как представляется, не учитывается в должной мере. Проана-

лизируем ее на примере стандартизированной методики оценки морозостойкости бетона по ГОСТ 10060-95 [5], как одной из важнейших характеристик его стойкости.

Получение долговечной морозостойкой конструкции – многоэтапный процесс [6], отдельные стадии которого показаны на рисунке. Рассмотрим некоторые из них.

1. Нормы (СНиП 2.03.01-84 [4] и многочисленные ГОСТы на бетонные изделия) регламентируют марку бетона по морозостойкости – число стандартных циклов испытаний, которое должны выдержать образцы без превышения нормированного ущерба. Соответствие между этим показателем и фактическими условиями эксплуатации, вопреки его значительной детализации в нормах, возможно только в некотором статистическом смысле, причем доверительный интервал этого соответствия, по-видимому, никогда не устанавливался и неизвестен.

2. Лабораторные бетонные образцы, как и бетонные и железобетонные конструкции, изготавливаются по последовательной многоэтапной технологии (см. рисунок). Формальное сходство этапов скрывает то обстоятельство, что методика приготовления образцов и технология изготовления конструкций фактически значительно отличаются по многим показателям – качеству материалов, интенсивности воздействия на бетонную смесь, условиям твердения бетона и др. Проведем вероятностный анализ того, к чему могут приводить эти отличия.

На каждом из технологических этапов возможно случайное нарушение по предположению оптимальных параметров режимов и воздействий, установленных при изготовлении лабораторных образцов. Это приведет к нарушению структуры бетона и снижению его морозостойкости, поскольку морозостойкость – структурно-чувствительное свойство бетона. При этом следует иметь в виду, что в соответствии с общими закономерностями статистической физики случайный процесс разупорядочения и нарушения оптимальной упорядоченной структуры, приводящий к возрастанию энтропии, имеет существенно более высокую вероятность, чем процесс противоположный. Дефекты структуры, возникающие на одном из этапов технологии, не влияют на вероятность образования дефектов на других этапах, т.е. эти события взаимно независимы. Тем самым, может быть применена теорема умножения вероятностей [3], в соответствии с которой вероятность совмест-

где n – число последовательных событий – этапов технологической схемы, влияющих на морозостойкость.

Будем считать, что в производственном процессе вероятность отступления от эталонных лабораторных параметров на каждом из этапов мала и что эти вероятности равны между собой. Но в то же время эти малые отступления достаточны для того, чтобы привести к дефектам структуры, снижающим морозостойкость. Реально эти вероятности могут значительно различаться, а на отдельных этапах, например, на стадии тепло-влажностной обработки могут образовываться критические дефекты, особенно резко снижающие морозостойкость. Отдельные этапы, в свою очередь, могут быть разбиты на подэтапы. Так, на стадии тепловой обработки дефекты могут образоваться вследствие нарушения графика подъема температуры и изотермического прогрева, в результате быстрого охлаждения изделий и др. Проводя модельный расчет, опустим эти детали.

Будем считать, что вероятность $P(A_i)$ образования дефектной структуры в результате отступления на производстве от оптимальной лабораторной технологии на каждом этапе схемы равна 5% (0,05) и, следовательно, вероятность $P(\bar{A}_i)$ получения бездефектного изделия, как события противоположного, равна:

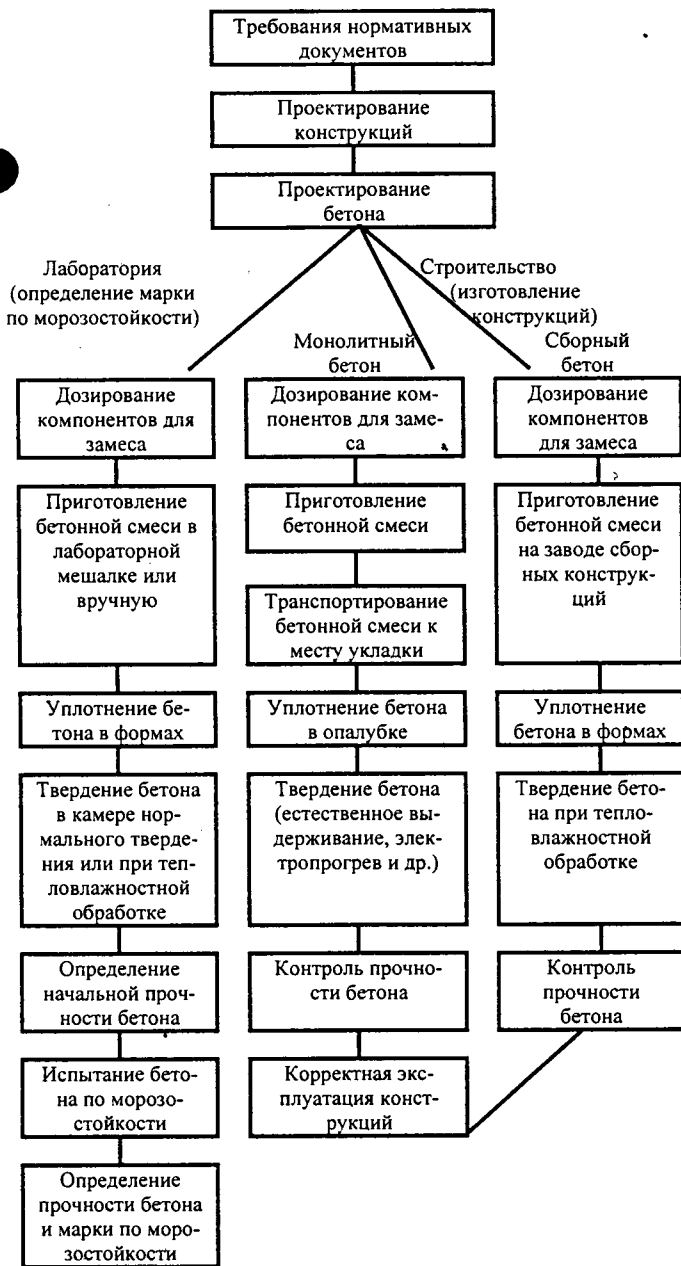
$$P(A_i) = 1 - P(\bar{A}_i) = 0,95 \quad (2)$$

Приняв, что число этапов, на которых возможно появление “работающих” дефектов, равно 10, получим, что вероятность изготовления бездефектного (морозостойкого) изделия в этом случае равна:

$$P(A_1, A_2 \dots A_n) = 0,95^{10} = 0,60 \quad (16)$$

Если $P(\bar{A}_i) = 7\%$, то $P(A_1, A_2 \dots A_n) = 0,93^{10} = 0,48$ и при $P(\bar{A}_i) = 3\%$, $P(A_1, A_2 \dots A_n) = 0,97^{10} = 0,74$.

Приняв, что реальная “марка” по морозостойкости пропорциональна вероятности получения морозостойкого бетона, получим, что при проектном значении F300 в случае $P(\bar{A}_i) = 5\%$ реальная морозостойкость будет равна $0,6 \cdot 300 = 180$, при $P(\bar{A}_i) = 7\%$ равна $0,48 \cdot 300 = 144$, а при $P(\bar{A}_i) = 3\%$ равна 222 циклам. Полученные результаты свидетельствуют о том, что значительное снижение проектной морозостойкости может наступить при малых, практически не контролируемых отклонениях от оптимального лабораторного режима. Если на каком-то этапе допущено серьезное нарушение технологии, вероятность появления критического дефекта $P(\bar{A}_i)$ резко увеличивается, вероятность получения морозостойкого бетона $P(A_i) = 1 - P(\bar{A}_i)$ соответственно резко снижается, а с ней и вероятность появления долговечной конструкции. Рассмотренная выше ситуация характерна для длинной цепи событий с последовательными связями, отличающейся невысокой надежностью. Малая, но не нулевая вероятность появления технологических сбоев при воспроизведении на производстве оптимального лабораторного режима, по-видимому, объективная черта, присущая технологии бетона. Как



Этапы технологии получения долговечного бетона в лаборатории при определении марки по морозостойкости по ГОСТ 10060-95 и в конструкции

ного наступления некоторого числа взаимно независимых событий $P(A_1, A_2 \dots A_n)$, т.е. сложного, итогового события равна произведению вероятностей этих событий. Иными словами,

$$P(A_1, A_2 \dots A_n) = P(A_1) \cdot P(A_2) \dots P(A_n), \quad (1)$$

Из (1) следует, что в случае $P(A_1) = P(A_2) \dots = P(A_n)$ вероятность сложного события

$$P(A_1, A_2 \dots A_n) = P(A_n)^n, \quad (1a)$$

представляется, она касается не только морозостойкости, а затрагивает общую проблему получения долговечных конструкций.

Из изложенного следует, что для получения на производстве (в конструкции) бетона, например, с F300 в лаборатории должен быть получен бетон, который выдерживает $F_{\text{лаб}} = F_{\text{пр}}/p$, где $p < 1$ – коэффициент надежности по долговечности или вероятность получения соответствующего лабораторному долговечного производственного бетона. Значение p , по-видимому, должно быть дифференцировано в зависимости от уровня технологической культуры производства, ответственности и ремонтпригодности конструкции, суровости неблагоприятного воздействия. Нормами указанный подход не предусмотрен, и его реализация заметно увеличит нагрузку на лабораторные испытания по базовому методу, учитывая также, что ускоренные методы оценок морозостойкости, включенные в ГОСТ 10060-95, обладают неизвестной достоверностью и неустановленным образом согласуются друг с другом и с основным, базовым методом.

Если изложенные выше соображения справедливы, они ставят под сомнение наличие даже теоретического прямого соответствия между марками бетона по морозостойкости, определяемыми в лаборатории, и марками, якобы существующими в конструкции; тем самым сама эта оценка и претензия на количественную характеристику морозостойкости в значительной степени оказывается неоправданной. Здесь нелишне отметить, что методика определения марки по морозостойкости в конструкциях отсутствует. Ее нет ни в нормах, ни в известной нам технической литературе, отсутствуют и попытки ее экспериментального, сопоставительного с лабораторным, определения в сооружении. Это как бы и не предусматривается. Тем самым отсутствует обратная связь между результатами ответственных, длительных и дорогостоящих испытаний и тем, к чему они реально приводят, необходимая для нормального функционирования подобного рода систем.

Еще один аспект проблемы, связанный с марками по морозостойкости, заключается в том, что их доверительный интервал при принятой в бетоноведении обеспеченности (доверительной вероятности) $\beta = 0,95$ покрывает от 2 до 4 соседних марок по морозостойкости.

Как известно [3], доверительный интервал выражается в виде

$$I_{\beta} = (m - t_{\beta} \sigma_m; m + t_{\beta} \sigma_m), \quad (3)$$

где m – математическое ожидание (центр рассеивания); σ_m – среднее квадратическое отклонение; $t_{\beta} = f(\beta)$, где β – доверительная вероятность.

Примем марку по морозостойкости (число стандартных циклов, которое выдерживает бетон) $m = F300$, $\sigma_m = 60(20\%)$ [2] и доверительную вероятность $\beta = 0,95$, для которой при условии нормального закона $t_{\beta} = 1,960$.

Таким образом, нижняя и верхняя доверительные границы равны:

$$m_1 = m - t_{\beta} \cdot \sigma_m = 300 - 1,960 \cdot 60 = 182 \quad (3a)$$

$$m_2 = m + t_{\beta} \cdot \sigma_m = 300 + 1,960 \cdot 60 = 418$$

и доверительный интервал $I_{\beta} = (182, 418)$

Тем самым доверительный интервал “накрывает” 4 соседние марки по морозостойкости, в данном случае F150, F200, F300 и F400. Это значит, что из одного и того же замеса бетона под влиянием случайных, неконтролируемых факторов с высокой вероятностью может быть получена любая из четырех соседних марок. Марка по морозостойкости, несмотря на все удобства, которые она представляет при нормировании, оказывается в значительной мере виртуальной величиной, которая существует в нормах, с невысокой достоверностью может быть установлена в лабораторных условиях [2], но не существует, по ряду причин как фиксированная реальная величина в конструкции или сооружении. Следовательно, возникает противоречие с тем фундаментальным фактом, что точный прогноз многих свойств и характеристик бетона невозможен на стадии проектирования и даже по результатам лабораторных испытаний, а фактические, истинные характеристики бетона могут быть определены путем проверочных испытаний на конструкции или в сооружении. В отношении прочности бетона это широко используемая практика [7 и др.]. Марки по морозостойкости были как бы скопированы с марок по прочности без учета их существенных, принципиальных отличий. Таким образом, ГОСТ 10060-95 вызывает возражения не только по главным предпосылкам, положенным в его основу [2], но и по практическим следствиям, к которым он приводит.

Сделаем одно общее дискуссионное замечание. ГОСТ 10060-95 (как и предшествующие стандарты 10060) в отношении основного, базового метода исходит из того представления, что начальные характеристики бетона, условия его эксплуатации в конструкции и параметры действия среды могут быть определены точно и этому комплексу свойств и условий может быть сопоставлена точная характеристика стойкости бетона – его марка по морозостойкости. Однако оценка стойкости, условия увлажнения и эксплуатации бетона в конструкции, совокупность воздействий, определяющих морозное разрушение, могут быть описаны только в некотором вероятностном смысле, в пределах доверительного интервала, т.е. с определенной и достаточно большой степенью неточности, которая по ряду объективных причин не может быть преодолена. Об этом писал еще проф. Н.А.Белелюбский в самом начале прошлого века [см.2], утверждая, что возможна не количественная, а только качественная оценка морозостойкости. При таком положении не менее рациональным путем получения долговечных конструкций и сооружений является использование не проверочных, а четких и строго выполняемых технологических при-

емов и мер, сгруппированных в небольшое число комплексов в зависимости от обобщенных характеристик среды. Реализация этих мер должна создавать в конструкции "запас по морозостойкости", который перекрывал бы неизбежные неточности нормирования и технологии. Представляется, что другой путь, основанный на стремлении к повышению точности прогноза и оценки, приводит не к повышению долговечности, а к увеличению риска ее исчерпания в ранние, допроектные сроки, как это, по видимому, и произошло в результате ужесточения критериев, закладывавшихся последовательно, на протяжении ряда лет в стандарты 10060 [2].

Рассказывают, что академик П.А.Ребиндер, в присутствии которого обсуждался вопрос о методах испытания бетона на морозостойкость, сказал: "Бетон нужно не испытывать на морозостойкость, а делать его морозостойким!" Что находится в полном соответствии с общей концепцией П.А.Ребиндера о получении материалов с заранее заданными свойствами.

Отметим, что испытания, предусмотренные базовыми методами ГОСТ 10060.1-2-95, отсутствуют, насколько нам известно, в стандартах других стран, равно как и деление бетона на марки по морозостойкости. Отсутствуют они и в европейских нормах на бетон EN 206-1.2000 [8,9], и в немецком варианте этих норм DIN EN 206.

Представляется, что требования по морозостойкости бетона, заложенные в EN 206, построены на рациональной основе, однако для их включения в отечественные нормы необходим критический анализ существующего положения, что и было одной из целей предшествующего изложения.

В EN 206 получение морозостойкого бетона гарантируется реализацией требований к его составу (значение В/Ц, расход цемента, класс по прочности, введение воздухововлекающих добавок). Дифференциация требований к составу бетона проводится в зависимости от условий эксплуатации сооружений, охарактеризованных достаточно общим образом. Классы тяжелого бетона по морозостойкости приведены в таблице.

Действительно, при достаточном "запасе по морозостойкости", создаваемом высоким качеством бетона и введением воздухововлекающих (газовыделяющих) добавок, детализация эксплуатационных условий, в целом достаточно произвольная и трудно формализуемая, становится мало оправданной. Можно предположить, что в результате анализа результатов почти столетнего исследования и изучения морозостойкости бетона разработчики EN 206 пришли к согласованному выводу, что главная и принципиальная цель – создание морозостойкого бетона и долговечных конструкций должна и может достигаться надежными и проверенными производственными приемами. Требование это для типичных, массовых случаев является необходимым и достаточным. Тем самым основной акцент должен быть решительно перенесен с лабораторных предварительных проверочных испытаний бетона данного состава на неукоснительное выполнение комплекса общих универсальных технологических требований,

№ п.п.	Сопоставляемые классам условия эксплуатации и характеристики бетона	Классы бетона по морозостойкости			
		M1	M2	M3	M4
1	2	3	4	5	6
1.	Условия эксплуатации конструкций ¹	Э1	Э2	Э3	Э4
2.	Марка по морозостойкости F по ГОСТ 10060-95 ²	F25; F35; F50; F75; F100	F150; F200; F300	F400; F500; F600	F800; F1000
3.	Водоцементное отношение (В/Ц), не более	0,55	0,50	0,45	0,40
4.	Расход цемента на 1 м ³ бетона, не менее, кг	300	300	320	340
5.	Расход клинкерного цемента при использовании цемента с добавками, не менее	270	270	270	270
6.	Класс по прочности на сжатие, не менее ³	B25	B30	B30	B35
7.	Наличие добавок, повышающих морозостойкость ⁴	-	СНВ и др.	СНВ, КЭ 30-04 и др.	СНВ, КЭ 30-04 и др.
8.	Содержание воздуха в уплотненной бетонной смеси, в ср., % ⁴	-	4,0	4≤в≤5	5≤в≤6
9.	Содержание С ₃ A в цементе, %, не более	-	-	8,0	6,0
10.	Водопоглощение бетона по массе, % не более (факультативно)	5,5	5,0	4,5	4,0
11.	Обеспечение оптимальных условий твердения монолитного бетона в течение, не менее суток	10	10	15	20
12.	Применение щадящего режима тепловлажностной обработки бетона ⁵	+	+	++	++

ПРИМЕЧАНИЯ к таблице:

1. Классификация условий эксплуатации конструкций, подвергающихся увлажнению и замерзанию:

Э1 – умеренное водонасыщение, соли – антиобледенители отсутствуют (вертикальные бетонные поверхности, подвергающиеся увлажнению дождем и замерзанию);

Э2 – умеренное водонасыщение, на поверхность попадают эпизодически и в небольшом количестве хлористые соли (вертикальные бетонные поверхности, преимущественно транспортных и гидротехнических сооружений);

Э3 – высокое водонасыщение, соли – антиобледенители отсутствуют (горизонтальные бетонные поверхности, подвергающиеся увлажнению атмосферными осадками и замораживанию);

Э4 – высокое водонасыщение, воздействие солей – антиобледенителей или морской воды (дороги и конструкции транспортных сооружений, на которые прямо попадают соли – антиобледенители, зона брызг сооружений морской гидротехники и др.).

2. Требования по морозостойкости, выраженные в марках, включены в большое число различного рода нормативных документов. При переходе на новую классификацию необходимо установление соответствия между новыми и прежними требованиями.

3. Включение в число характеристик класса бетона по прочности на сжатие основывается на том, что теоретическим критерием морозостойкости бетона является безразмерный критерий se/R_f [11], где se – суммарные собственные растягивающие напряжения при замораживании, а R_f – прочность гидрати-

рованной массы при растяжении, очевидно связанная с прочностью на сжатие. Введение порообразующих добавок уменьшает σ_c , а повышение класса по прочности – увеличивает $R_{\text{т}}$, что резко сказывается на значении критерия.

4. Наличие добавок, повышающих морозостойкость, и контроль их эффективности, проводимый путем определения содержания воздуха в бетонной смеси – важнейший фактор обеспечения морозостойкости. Если производитель не применяет воздухововлекающие или газовыделяющие добавки, он обязан доказывать морозостойкость бетона прямым испытанием его на циклическое замораживание; прямое испытание (без определения марки) может быть сохранено для бетонов уникальных и особо ответственных сооружений.

5. При оценке морозостойкости бетона по ГОСТ 10060 морозостойкость заполнителя проверяется как бы автоматически. Нормы на щебень и гравий для бетона и для общестроительных работ предусматривают их отдельное испытание на морозостойкость. Последнее проводится путем прямого замораживания и оттаивания или ускоренно-насыщением заполнителя раствором сульфата натрия с последующим высушиванием (аналогичные требования содержат немецкие нормы [10], с той разницей, что насыщение проводится в растворе сульфата магния). Оценка морозостойкости заполнителя – самостоятельная проблема, но представляется, что существующий подход к ней может быть в основном сохранен с акцентом на ускоренные испытания.

6. Конкретные параметры режима ТВО принимаются в зависимости от большого числа факторов (вида цемента, сечения элемента и др.) и устанавливают режим нагрева и охлаждения изделий, а также температуру изотермического прогрева. Интенсивность режима термообработки уменьшается с возрастанием требований по морозостойкости.

обеспечивающих получение качественного бетона, долговечного в данных эксплуатационных условиях. Заметим, что подход, аналогичный принятому в EN 206, предлагался в отчете НИИЖБ “Разработать методы расчета долговечности бетона...” в 1995 г., но не был тогда по ряду причин реализован.

Интересно отметить, что после того, как было доказано определяющее влияние на морозостойкость бетона воздухововлекающих добавок (винсола и его аналогов), в американской технической литературе резко сократилось число публикаций по морозостойкости бетона. Проблема была практически решена, и интерес исследователей к ней упал.

Приводимая таблица “Классы тяжелого бетона по морозостойкости” составлена путем сочетания характеристик, содержащихся в [8, 10] и в упомянутом отчете НИИЖБ. Она шире требований [8, 10] и учитывает некоторые дополнительные обстоятельства. Изложенные выше соображения и предложения следует рассматривать как материал для обсуждения путей выхода из состояния неопределенности в отношении нормирования и оценки морозостойкости бетона, создавшегося после обсуждения проблемы в 1996-1997 гг. в журнале “Бетон и железобетон”. Очевидно, что далеко не все аспекты сложной, многофакторной и актуальной проблемы могут быть детально рассмотрены и тем более решены в рамках статьи. Требуется, по видимому, достаточно широкое общее обсуждение вопроса и финансирование исследовательской темы заинтересованными ведомствами и организациями.

Выводы

1. При переносе результатов лабораторных испытаний коррозионной стойкости бетона на реальную конструкцию необходимо предусматривать “запас по долговечности”, диктуемый многоступенчатой технологией получения бетона и высокой дисперсией его характеристик, как правило, еще более повышающейся в результате коррозионных воздействий. Аппаратом для определения “запаса по долговечности” в первом приближении может служить вычисление доверительного интервала соответствующей характеристики бетона. Несмотря на начальную затратность изложенного подхода, представляется, что он оправдан технически и экономически.

2. В отношении бетона, эксплуатируемого в условиях, где необходима его морозостойкость, “запас по морозостойкости” создается введением воздухововлекающих или газовыделяющих добавок и выполнением требований к его составу (значения В/Ц и др.). Эти требования как обязательные должны быть включены в соответствующие нормативные документы и замечать в значительной степени иллюзорную количественную предварительную лабораторную оценку морозостойкости по действующему стандарту и определение марки бетона по морозостойкости.

3. Организации, которые по тем или иным причинам не выполняют в комплексе требования, кратко охарактеризованные в п.2, должны доказывать морозостойкость изготавливаемых бетонов прямыми испытаниями их на многоцикловое замораживание и оттаивание при числе циклов, увеличенных путем введения коэффициента надежности.

4. Для исследовательских целей и экспресс-оценок в лабораторных условиях целесообразно доработать известные предложения по определению морозостойкости по характеристике пористости и степени водонасыщения бетона, дающие достаточно надежную качественную и полуколичественную оценку стойкости.

Библиографический список

1. ГОСТ 18105-86 “Бетоны. Правила контроля прочности”.
2. Подвальный А.М. Об испытании бетона на морозостойкость. // Бетон и железобетон, № 4, 5, 1996.
3. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. М., Наука, с.576, 1969.
4. СНиП 2.03.01-84 “Бетонные и железобетонные конструкции”.
5. ГОСТ 10060-95 “Бетоны. Методы определения морозостойкости”.
6. Подвальный А.М., Каприелов С.С. Обеспечение долговечности бетона и железобетона конструкций транспортных сооружений. // Транспортное строительство, № 10, 1996.
7. ГОСТ 22690 “Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля”.
8. EN 206-1 Concrete-Performance, production and conformity, 2000.
9. Майер Г.Г. Система европейских стандартов на бетон и составляющие материалы. Послесловие В.Р.Фаликмана и Ю.С.Волкова. // Бетон и железобетон, № 1, 2002.
10. Betontechnische Daten. Beton nach DIN EN 206. Technology Center GMBH. Leimen, 2001, 154 s.
11. Подвальный А.М. Физико-химическая механика-основа научных представлений о коррозии бетона и железобетона. // Бетон и железобетон, № 5, 2000.

Полезная монография

Н.Г.Матков. Соппротивление сталеполимербетонных конструкций и их стыков. М.: Воентехлит, 1999, 164 с.

Сталеполимербетонные конструкции на основе портландцемента, модифицированные различными смолами, армированные обычной и преднапряженной арматурой, являются долговечными, прочными и стойкими к различным воздействиям — силовым, агрессивным, атмосферным и другим видам.

В 60–80-х годах XX столетия произошли крупные изменения в технологии производства и свойствах высокопрочных полимербетонов с применением различных смол. Наиболее экономически обоснованным стало внедрение в практику строительства полимербетона на основе смолы ФАМ, хотя известны случаи применения эпоксидных, полиэфирных, акрилатных и других смол. Этому предшествовало изучение физико-химических и механических свойств полимербетона как при кратковременном, так и при длительном действии нагрузок.

Первое крупное внедрение сталеполимербетонных конструкций было осуществлено на Джезказганском горно-металлургическом комбинате при строительстве подвальных эстакад в цехе электролиза меди. До этого сотрудниками НИИЖБа, коллективами кафедры строительных конструкций институтов МИИТ, Воронежского ИСУ и Липецкого политехнического университета были выполнены большие экспериментально-теоретические работы. Конструкции разрабатывал строительный отдел института Гипроцветмет, руководимый инж. А.Ф.Фанталовым. Весьма существенно, что изучению подвергся широкий круг конструкций: ригели, балки, колонны, фундаментные элементы и стыковые соединения.

С учетом особенностей структурообразования и повышенной вязкости полимербетонной смеси была предложена и успешно внедрилась технология изготовления конструкций с применением современного оборудования, ускоряющего процесс их изготовления и термообработки.

Применению армированных полимербетонных конструкций способствовало изучение сцепления арматуры класса А-III (А 400) с полимербетоном и сопротивления сталеполимербетонных элементов воздействию изгибающего момента и поперечной силы. При этом была обоснована целесообразность предварительного напряжения рабочей арматуры для повышения жесткости и трещиностойкости изгибаемых элементов.

В книге приведены результаты экспериментально-теоретических исследований несущей способности, деформативности и трещиностойкости сжатых и изгибаемых сталеполимербетонных элементов при кратковременных и длительных нагрузках, выполненных на моделях и натуральных образцах в НИИЖБе, Гипроцветмете, ВИСУ и МИИТе. Рассмотрены различные конструкции жестких и шарнирных стыков сталеполимербетонных элементов с замоналичиванием их полимеррастворами на основе указанных смол применительно к рамным и связевым каркасам.

Значительное внимание в книге уделено рекомендациям по определению коэффициента армирования полимербетонных элементов в зависимости от дисперсности поперечного армирования сетками для расчетов сжатых элементов с использованием результатов экспериментальных исследований. Показано, что косвенное армирование полимербетона повышает его предельную деформативность, упрочняя обычную арматуру (класса А-III), выводя ее далеко за пределы текучести, а высокопрочную арматуру позволяет использовать на сжатие вплоть до напряжений, равных условному пределу текучести.

В исследованиях применена новая методика автоматизированной системы измерения напряжений с использованием внутренних датчиков давлений (ЦНИИСК им. Кучеренко и НИИС), а также автоматической записи полных диаграмм сжатия с нисходящей ветвью в предельной стадии загрузки сталеполимербетонных элементов с

применением специальной установки.

В монографии существенно переработана расчетно-теоретическая часть с новыми примерами расчетов на базе полных диаграмм деформирования. Основы книги изложены с учетом исследований, развитых в работах проф. Давыдова С.С., Мощанского Н.А., Иванова А.М., Чебаненко А.И., Васильева А.П., Байкова В.Н., Карпенко Н.И.

Несмотря на очевидную актуальность рассматриваемых сталеполимербетонных конструкций, в этой области мало фундаментальных публикаций и нормативно-технической литературы. Рецензируемая книга по существу третья за последние 15 лет монография, где представлена всесторонняя информация о свойствах сталеполимерных конструкций, их стыков и их промышленном изготовлении в разных областях строительства.

В книге представлены современные данные по следующим разделам:

- основные результаты экспериментально-теоретических исследований конструкций из сталеполимербетона

- экспериментальные исследования натуральных сталеполимербетонных конструкций при кратковременных и длительных нагрузках

- исследование работы сжатых и изгибаемых сталеполимербетонных элементов и их стыков

- экспериментальные исследования комплексных несущих конструкций

- перспективы применения полимербетонов в строительстве.

Таким образом, рассмотрен практически весь комплекс проблем по сталеполимербетонным конструкциям, начиная от технологии их производства, составов, конструирования и проектирования.

Рецензируемая монография весьма полезна для работников исследовательских, проектных и строительных организаций.

К.В.Михайлов, почетный член РААСН, д-р техн. наук, проф.

Новая книга по расчету оболочек

Вышла из печати книга "Инженерные методы в нелинейной теории предельного равновесия оболочек". Автор монографии почетный член РААСН, лауреат Государственной премии СССР, доктор технических наук, профессор **ШУГАЕВ Владимир Васильевич**, заведующий лабораторией тонкостенных и пространственных конструкций ГУП НИИЖБ.

В книге изложены инженерные методы расчета несущей способности тонкостенных железобетонных оболочек по деформированной схеме на основе кинематического метода предельного равновесия в нелинейной постановке. Приводится методика исследования оболочек на моделях с целью получения экспериментально обоснованных схем разрушения, используемых в расчетах.

Расчет оболочек методом предельного равновесия в нелинейной постановке позволяет совместить решение задачи прочности и устойчивости в едином расчетном цикле и получить необходимые для проектирования значения несущей способности железобетонных оболочек и критического прогиба, соответствующие принятой схеме деформирования.

Весьма важным является то, что большинство представленных в книге инженерных методов расчета прошло экспериментальную проверку в лабораторных условиях на моделях, а также на натуральных образцах железобетонных оболочек.

Для читателей книги представляет несомненный интерес приведенные сравнения результатов экспериментов и расчетов, в том числе с использованием статистической оценки несущей способности железобетонных оболочек.

Книга окажется полезной для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций, работающих в области проектирования и исследования пространственных конструкций.

По вопросам приобретения книги обращаться в НИИЖБ по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д.6.

Телефон 174-74-80. Факс (095) 174-74-79.

Бетон и железобетон в XXI веке

Подготовлена НИИЖБом и вышла из печати монография, посвященная современному состоянию и перспективам развития железобетона в строительстве.

Железобетон, 150-летие со дня изобретения которого отмечалось совсем недавно, стал в настоящее время строительным материалом номер один. По оценкам, в мире ежегодно применяется свыше 3 млрд. м³ бетона и железобетона.

В монографии, состоящей из 7 глав, на основе обобщения отечественного и зарубежного опыта отражены вопросы, связанные с изучением свойств бетонов на плотных заполнителях, легких бетонов, спецбетонов, арматуры, в том числе неметаллической, изложена теория сопротивления бетона и железобетона, бетонных и железобетонных конструкций, в том числе конструктивных систем гражданских и производственных зданий, пространственных конструкций.

Описано производство бетонных и железобетонных работ, в том числе изготовление специальных конст-

рукций, показаны проблемы повышения долговечности железобетона и др. Приведены примеры наиболее выдающихся железобетонных сооружений отечественной и мировой строительной практики. Каждая глава заканчивается оценкой перспектив развития того или иного направления.

В подготовке монографии общим объемом 45 п.л. приняли участие все подразделения и ведущие научные сотрудники института.

В редколлегию по подготовке монографии, возглавляемую директором НИИЖБ А.И.Звездовым, вошли: К.В.Михайлов, В.Г.Батраков, Ю.С.Волков, Н.И.Карпенко, В.А.Клевцов, Б.А.Крылов, Л.А.Малинина, В.Ф.Степанова, В.Р.Фаликман.

Заявки на приобретение книги следует направлять по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д.6, НИИЖБ. Факс (095) 174-7724.

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

Подписано в печать 28.09.2002. Формат 60x88¹/₈. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1. Усл. печ. л. 4,0 Заказ № 1201

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

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

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

UltraTest™

ассоциация
СТРОЙПРИБОР

Представляет:

ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНЫЕ ИЗМЕРИТЕЛИ РАССТОЯНИЙ

Электронная
рулетка
BOSCH DMB5



Ультразвуковой
дальномер
BOSCH DUS20



Лазерный
дальномер
BOSCH DLE30



Лазерный
дальномер
DISTO classic



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

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

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

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

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

БЕСКОНТАКТНЫЕ ИК-ТЕРМОМЕТРЫ



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

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

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

Санкт-Петербург: телефон /812/ 430 20 65

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

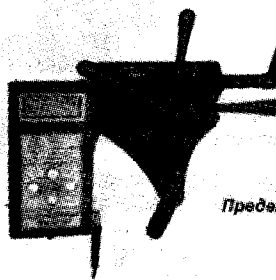


Специальное конструкторское бюро СКБ СТРОЙПРИБОР

www.stroypribor.ru

СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ ПОС-МГ4

“ОТРЫВ”

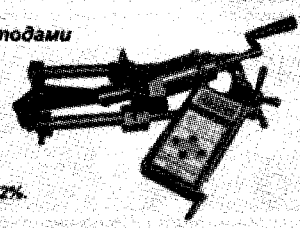


Измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690

Приборы фиксируют максимальную нагрузку, индицируют скорость нагружения и текущую нагрузку, обеспечивают автоматическую обработку измерений, хранят результаты в памяти.

Диапазон 5...100Мпа
Усилие вырыва до 49,0 кН (5000кгс)
Предел основн. относ. погреш. не более 2%
Масса прибора 5,2кг

“СКОЛ”

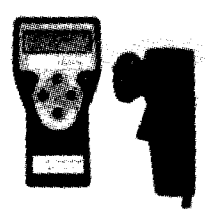


Измеритель прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690

Диапазон 3...70Мпа
Усилие вырыва до 28,4кН (3000кгс)
Предел основн. относ. погреш. не более 2%
Масса не более 7,8кг

СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ ИПС-МГ4

ИПС - МГ4



Измеритель прочности бетона, раствора, кирпича методом ударного импульса по ГОСТ 22690
Возможность задания 16 индивидуальных градуировочных зависимостей, связь с компьютером.

Диапазон 3...100Мпа

ИПС - МГ4 ПЛЮС



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

Диапазон 3-100 Мпа

ИПА - МГ4



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

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

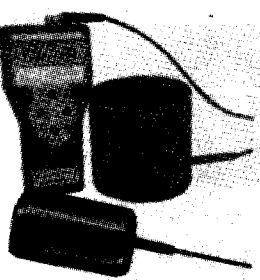
ПСО-МГ4 С электронным силоизмерителем



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

Диапазон 0,1...20Мпа
Усилие отрыва до 4,9кН (500кгс)
Предел основн. относ. погреш. не более 2%

СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ Влагомер-МГ4



МГ4Д Измеритель влажности древесины по ГОСТ 1858
Диапазон 4...60%. Семь пород древесины.

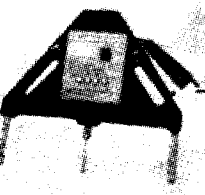
МГ4Б Измеритель влажности бетона, кирпича по ГОСТ 21718
Диапазон 1...45%. Более 20 зависимостей.

МГ4У Универсальный измеритель влажности строительных материалов по ГОСТ 21718
Диапазон 1...15%. Более 27 зависимостей.

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



ДО - МГ4



Электронный измеритель силы натяжения арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362

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

ЭИН - МГ4

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

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



ИТП - МГ4



Измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ7076 и теплового зонда

Диапазон 0,03-0,8 Вт/(мС)

Вибротест-МГ4

Измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок.

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



Гарантия 18 месяцев

Сервисное и метрологическое обеспечение на весь период эксплуатации

454084, Челябинск, а/я 17544. Телефон/факс: /3512/ 93 66 13, 93 66 85. E-mail: stroypribor@chel.surfnet.ru
Москва: представительство в НИИЖБ. Телефон /095/ 174 78 01, 174 72 05