



Новый противозвучный жилой дом серии П-55 на Дмитровском шоссе в Москве

Объемные шахты лифта полной заводской готовности, выпускаемые московским заводом ЖБИ № 23

(к статье А. П. Осипова «Повышение уровня заводской готовности сборных железобетонных конструкций»)



БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

Содержание

К 60-летию образования СССР

Осипов А. П. Повышение уровня заводской готовности железобетонных конструкций 2

Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!

Важная народнохозяйственная проблема 5

Розенталь Н. К. Бетоны повышенной стойкости с полифункциональными добавками 6

Новгородский В. И. Стойкость железобетона в сельскохозяйственных зданиях 7

Подвальный А. М. Коррозионное разрушение бетона при циклических воздействиях среды 9

Тринкер Б. Д., Садакова В. Н., Кокин А. А. Коррозионная стойкость легких кислотоупорных бетонов в агрессивных средах 11

Саввина Ю. А., Черкасский А. И. Повышение коррозионной стойкости конструкций складов минеральных удобрений 13

Чернов А. В., Мазина Г. Ю., Курочка П. Н. Коррозионное разрушение бетона в водных растворах диметилформамида 14

Москвин В. М., Любарская Г. В. О роли ионного и солевого состава раствора при сульфатной коррозии бетона 16

Мороз С. И., Вайнштейн А. Б., Зицан Я. Я., Солодовник А. Б. Эффективность пропитки бетонных изделий полиуретановым лаком 18

Алексеев С. Н., Горячев Б. П., Красовская Г. М., Мизернюк Б. Н. Причины разрушения конструкций с термически упрочненной арматурой 19

Красовская Т. А., Давыдов С. С. Трещиностойкость железобетонных балок с армированным полимерным покрытием 22

Островский А. Б. Исследование стойкости бетона ударного формования 23

Агаджанов В. И. Экономическая эффективность защиты конструкций от коррозии 23

Экономия ресурсов

Носенко Н. Е. Снижение энергетических затрат при производстве арматурных работ 25

Конструкции

Кваша В. Г., Кунь В. Л., Левчик В. В. Стыки колонн железобетонного каркаса многоэтажных зданий 27

Габрусенко В. В., Гришинов Л. Д., Мозяков А. С., Якушин В. А., Колупаев В. А. Стропильные решетчатые балки пролетом 12 м с параллельными поясами 29

Бетоны

Ходжаев С. А., Юсупов Р. Р., Шаджалилов Ш., Арифджанов М. Прочность и деформации напрягающего керамзитобетона 31

Бакиров Р. О., Емышев М. В., Майстренко В. Н. Влияние скорости нагружения на границы микротрещинообразования высокопрочных бетонов 32

Заводское производство

Ахвердов И. Н., Батяновский Э. И. Особенности изготовления изделий из водонасыщенных сухих смесей с повторным виброуплотнением 34

Теория

Смирнов С. Б. О прочности и пластичности бетона при сложных нагружениях 36

Алтухов В. Д. Оценка предела усталости бетона по вязкости разрушения 38

В помощь заводским лабораториям

Поветкин Б. П., Мукосеева Н. Т., Богословская О. А. Инструмент для испытаний бетонных образцов 39

В помощь проектировщику

Цейтлин С. Ю. О закрытии трещин при изгибе железобетонных элементов 40

Митрофанов В. П., Воскобойник П. П. Влияние поперечной силы на прочность нормальных сечений изгибаемых элементов 41

Тетиор А. Н., Родин С. В. О механизме хрупкого разрушения столбчатых фундаментов 43

Нам пишут

Лиценко О. С. Отделка наружных стеновых панелей методом присыпки 45

Информация

Бруссер М. И. О методах проектирования состава и контроля качества бетонов 45

9

[330]

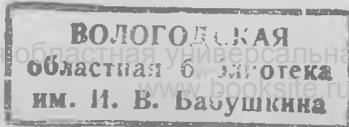
сентябрь 1982



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

Москва

© Стройиздат, 1982



Вологодская областная универсальная научная библиотека

областная библиотека
им. И. В. Бабушкина

А. П. ОСИПОВ, начальник Главмоспромстройматериалов

ПОВЫШЕНИЕ УРОВНЯ ЗАВОДСКОЙ ГОТОВНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Работники промышленности строительных материалов Москвы готовятся достойно встретить знаменательную дату — 60-летие образования СССР. Активная работа в этот юбилейный год — важный залог успешного выполнения плана экономического и социального развития страны, намеченного на второй год пятилетки. Нет сомнений, что год 60-летия образования СССР будет ознаменован успешным выполнением планов и социалистических обязательств.

Среди первоочередных задач, поставленных XXVI съездом КПСС, — повышение уровня индустриализации строительного производства и степени заводской готовности конструкций и деталей, расширение применения новых эффективных конструкций. Работники Главмоспромстройматериалов постоянно работают над выполнением этих задач на основе внедрения прогрессивных технологических процессов и высокопроизводительного оборудования.

Каждую пятилетку Главмоспромстройматериалами разрабатывается и выполняется комплексный план по техническому перевооружению и повышению эффективности производства, освоению новых прогрессивных изделий и материалов. При этом приоритет в развитии получают отрасли, которые в данный период являются определяющими для темпов и объемов строительства, уровня его индустриализации. В минувшей пятилетке наиболее высокими темпами развивалось производство прогрессивных железобетонных конструкций и отделочных материалов.

Промышленность полносборного домостроения и сборного железобетона, являясь одной из основных отраслей, обеспечивающих повышение индустриализации строительства, производит более 70% потребляемых московскими стройками сборных конструкций и деталей. В ее составе 3 производственных объединения, 2 крупных комбината на правах объединения и 8 предприятий с общей численностью работающих около 20 тыс. человек. В отрасли действуют 240 автоматизированных и механизированных технологических линий, в том числе 19 двухъярусных и 8 трехъярусных станов-конвейеров мощностью от 40 до 70 тыс м³ изделий в год каждый.

Повышение технического уровня производства, его интенсификации, специализации и концентрации позволило увеличить среднегодовую выработку одного рабочего до 345 м³, что в 1,7 раза больше, чем в среднем по стране, а также по другим министерствам и ведомствам, включая Главмосстрой, Главленинградстрой, Главоблстройматериалы. На предприятиях Главмоспромстройматериалов себестоимость железобетонных изделий и отпускная цена соответственно снижены на 17 и 12% по сравнению с аналогичными среднеотраслевыми показателями. При последовательном переводе строительномонтажных операций со строек на предприятия сборного железобетона уровень готовности конструкций в жилищном строительстве в течение 1960—1980 гг. возрос с 30 до 55%, или в 1,8 раза. По оценке экономистов, применение в строительстве Москвы сборных железобетонных конструкций и перенос в заводские условия отделочных и монтажных операций позволили за последние 20 лет сократить численность работающих

в строительстве на 70 чел. на каждый миллион строительномонтажных работ.

Наибольший опыт повышения уровня заводской готовности конструкции накоплен в жилищном строительстве, где удельный вес полносборных домов в 1982 г. достиг 90%.

Значительным достижением последних лет является перевод промышленности полносборного домостроения и сборного железобетона на массовый выпуск прогрессивных изделий по Единому каталогу. Внедрение Единого каталога способствует улучшению архитектурной выразительности застройки столицы, повышению уровня заводской готовности изделий и качества строительства.

В 1981 г. выпуск изделий Единого каталога обеспечил введение крупнопанельных и каркасно-панельных жилых домов общей полезной площадью более 1 млн. 900 тыс. м², что составляет 64% общего выпуска деталей полносборных домов по Главмоспромстройматериалам. Объем производства по годам полносборных жилых домов, комплектуемых предприятиями Главмоспромстройматериалов, в тыс. м² общей площади, следующий:

	1981 г.	1982 г. (план)	1985 г. (план)
Всего полносборных жилых домов	2095,8	2010	2330
В том числе по Единому каталогу	1196,8	1280	1630
Тоже, в % к общему объему полносборных домов	57,1	63,6	69,9

Увеличение за последние три года на 47% выпуска изделий по Единому каталогу для строительства крупнопанельных жилых домов позволило в 1982 г. снять с производства устаревшие конструкции домов серии 1-515/9 (дополнительно к ранее снятым с производства домам серий МГ-601, 515/5 и П-49).

Наряду с ростом выпуска изделий для серий П-30, П-46 освоено производство крупнопанельных конструкций 12-этажных противодымных серии П-55 (см. рис. на 2-й стр. обложки). Удачно решена архитектура их фасадов, облицованных плиткой «кабанчик» светло- и темно-коричневого цвета. Угловые секции позволяют создавать здания объемной композиции (в отличие от плоских домов прежних серий). В первом этаже расположены помещения общественного назначения. Таким образом, для Москвы разработан отличный во всех отношениях дом, предназначенный для размещения вдоль магистралей.

До недавнего времени не было проектов крупнопанельных домов, которые можно было размещать в центральной, сложившейся части города. Промышленность Главмоспромстройматериалов совместно с МНИИТЭПом разработала и освоила выпуск 9-этажного жилого дома серии И-759А. Один из таких домов, построенный на проспекте Буденного, гармонично вписался в существующую застройку. Проекты домов указанной серии являются весьма перспективными, так как помогают сократить строительство кирпичных зданий в центре города и существенно снизить затраты труда строителей.

В 1981 г. на улице Молдагуловой введен в эксплуатацию 22-этажный жилой дом панельно-блочной конструкции с наружной фактурой из белого бетона. В 1982 г. будет построено 18 аналогичных домов полезной площадью около 190 тыс. м².

Определенный интерес представляет возведенный на проспекте маршала Жукова каркасно-панельный жилой дом высотой 26 этажей. Трудоемкость, а также другие его технико-экономические показатели близки к показателям панельных домов.

ГлавАПУ в содружестве с промышленностью в настоящее время разрабатывает 17-этажные крупнопанельные дома серии Дп-70 с разнообразным набором квартир, соответствующих демографическому составу населения, с современным уровнем комфорта.

В жилищном строительстве опережающими темпами наращивается производство домов по Единому каталогу, в которых число монтажных элементов на 1000 м² общей площади составляет 400—450, тогда как в снятых с производства панельных домах серии I-515/9 аналогичный показатель составлял 565.

Санитарно-технические кабины и объемные шахты лифтов, применяемые во всех сериях полносборных и кирпичных домов, а также в зданиях культурно-бытового назначения, могут являться образцом решения задачи повышения заводской готовности строительных конструкций. Все строительные операции по выпуску сантехнических кабин перенесены в заводские условия. Здесь выполняются внутренние отделочные работы, а также монтаж сантехнических и электромонтажных устройств. На стройплощадке готовят песчаную подушку для установки кабины, монтируют ее, подсоединяют канализационные и водовыводные стояки посредством междуэтажных вставок, а также производят мелкие послемотажные операции — заделку и конопатку мест примыкания сантехкабины к внутренним стенам, укладку бетона в гнезда стояков и т. п.

Работы в заводских условиях по сантехкабине составляют 88,3% совокупного объема, из них по строительной части 86%, водоснабжению — 95%, канализации и водостокам — 97%, отделке — 98, в том числе внутренней отделке — 100%.

Объемные шахты лифта (см. рис. на 2-й стр. обложки) являются самыми крупноразмерными элементами, производимыми для жилищного строительства заводом ЖБИ № 23 ПО Мосспецжелезобетон. Объем одного элемента достигает 17,2 м³, масса — 7,5 т, тогда как объем разборной сантехкабины составляет 8,3 м³, масса — 1,4 т. Уровень заводской готовности лифтовых шахт из объемных элементов равен 84,5%. Годовой выпуск шахт составляет более 30 тыс. м³.

Относительно высокий уровень заводской готовности характерен для строительномонтажных работ по устройству перекрытий — 65% и наружных стен — 75,5%. Значительно хуже решены вопросы разделения труда между промышленным производством и стройплощадкой при устройстве фундаментов и крыши. До недавнего времени эти работы выполнялись преимущественно на стройплощадке, даже в новых домах уровень их заводской готовности составлял 30—35%.

В 1980 г. на Лианозовском заводе стеновых материалов пущен в эксплуатацию трехъярусный конвейер мощностью 55 тыс. м³ по производству совмещенной кровли для крупнопанельных жилых домов Единого каталога. Конструкция кровельной панели представляет собой совмещенные элементы перекрытия верхнего этажа и кровли. Она состоит из керамзитобетонной панели толщиной 350 мм с нижней потолочной поверхностью, готовой под окраску, и верхней — с паро- и гидроизоляцией.

На Кунцевском комбинате ЖБИ № 9 освоено производство новых фундаментных блоков (рис. 1), применяющихся при

строительстве зданий различных типов повышенной этажности. Использование фундаментных блоков этой конструкции в 16-этажных домах серии П-68 позволяет получить значительный экономический эффект. Бетонемкость фундаментов сокращена на 50—65%, трудоемкость строительномонтажных работ — до 150 чел.-дн. в расчете на один дом.

Выполняется работа по повышению уровня заводской готовности конструкций панельно-каркасных зданий. Предприятия Главка освоили производство Z-образных лестничных маршей и площадок со шлифованной поверхностью. Объемы выпуска полностью обеспечивают строительство домов каркасно-панельной конструкции по Единому каталогу.

Промышленность изготавливает также крупногабаритные детали тяжелого каркаса, включая двухэтажные колонны, балки и ригели больших пролетов, стенки жесткости. На заводе ЖБИ № 18 введена в строй полуконвейерная линия по производству длиномерных ригелей. Объем их выпуска — 17 тыс. м³ изделий в год полностью обеспечивает потребности строек Москвы. Линия позволяет изготавливать ригели разной высоты и длины в зависимости от потребности.

Строительство столицы основано на современных унифицированных железобетонных каркасных конструкциях Единого каталога, позволяющих решить на высоком индустриальном уровне здания практически любого назначения. Достаточно сказать, что в настоящее время серийно выпускаются колонны сечением 40×40 см несущей способностью 900 т с гибкой арматурой, что не имеет аналога в мировой практике. Это подтвердил опыт возведения разнообразных зданий для Олимпиады-80. С тех пор номенклатура изделий унифицированного каркаса значительно расширилась.

Главным управлением определен дальнейший ход работы по внедрению изделий Единого каталога для промышленного строительства. Согласована номенклатура конструкций, которая представлена на утверждение Госстроя СССР. Всего должно быть освоено до 1985 г. 2043 марки изделий, включая изделия для инженерных сооружений. Определены объекты, которые в одиннадцатой пятилетке необходимо ввести в эксплуатацию для обеспечения выпуска изделий территориального каталога. Часть необходимого прироста объемов сборного железобетона намечается получить за счет интенсификации производства. Основными направлениями повышения заводской готовности железобетонных конструкций, как известно, являются их укрупнение, отделка в производственных условиях и повышение монтажной готовности.

Большая работа проведена Главным управлением по производству индустриальных конструкций для инженерных сооружений. Впервые в отечественной практике на заводе ЖБИ № 17 ПО Мосспецжелезобетон создано промышленное производство изделий из морозостойкого песчаного бетона — бортового и газонного камня, тротуарных плит различных размеров и цветных фигурных элементов, полностью обеспечивающее

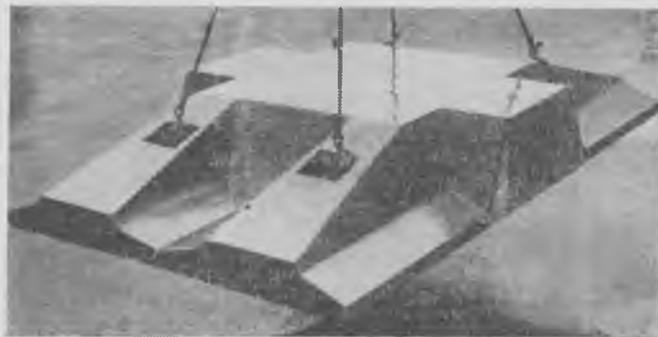


Рис. 1. Эффективный фундаментный блок, выпускаемый заводом ЖБИ № 9

потребности строительства Москвы. Все изделия из песчаного бетона аттестованы на государственный Знак качества.

Для железобетонных коллекторов подземных коммуникаций, выполняемых индустриальным методом проходки, на предприятиях главка организовано производство сборных железобетонных блоков тоннельных обделок (тюбингов), собираемых в кольца различного диаметра — от 2 до 5,6 м в зависимости от назначения коллектора.

До недавнего времени телефонные колодцы городских линий связи выкладывали из кирпича или монолитного бетона. Сегодня эти трудоемкие работы полностью ликвидированы, на стройки поступают цельноформованные колодцы, которые сразу устанавливаются на место. Разработка конструкции и освоение массового выпуска этих изделий впервые в нашей стране осуществлена на Московском заводе железобетонных труб в сотрудничестве с институтом Мосинжпроект и СКТБ Главмоспромстройматериалов. Конструктивные и технические характеристики железобетонных цельноформованных телефонных колодцев соответствуют мировым образцам. Им присвоен государственный Знак качества.

Главное управление настойчиво занимается совершенствованием индустриальной отделки фасадных поверхностей ограждающих конструкций (рис. 2). Все ограждающие конструкции, ежегодный выпуск которых составляет около 3 млн. м², выпускаются с разнообразными долговечными отделками.

Помимо традиционных отделочных материалов — стекло-мозаики из плиток размером 22×22 мм, керамической плитки 48×48 мм и типа «кабанчик» с гладкой и рельефной поверхностями, естественного камня — гранита, мрамора, травертина, известняка и др. — в последние несколько лет для облицовки фасадов широко применяют архитектурные декоративные бетоны с гладкой или рельефной поверхностью. Заводы Главного управления при технической помощи КТБ Мосоргстройматериалов освоили выпуск ограждающих панелей, отделанных фактурным слоем из белого рельефного бетона. Такие панели применяли при строительстве ряда уникальных объектов и в жилищном строительстве.

Высокими архитектурно-художественными свойствами и большой долговечностью обладают поверхности железобетонных панелей со вскрытой камневидной фактурой. Технология их получения разработана КТБ Мосоргстройматериалов. Панели со вскрытой фактурой выпускаются на Бескудниковском комбинате строительных материалов и конструкций № 1 и на заводе ЖБИ № 11. Производственный опыт изготовления панелей со вскрытой фактурой распространен на предприятиях Ленинграда, Киева, Петрозаводска и других городов.

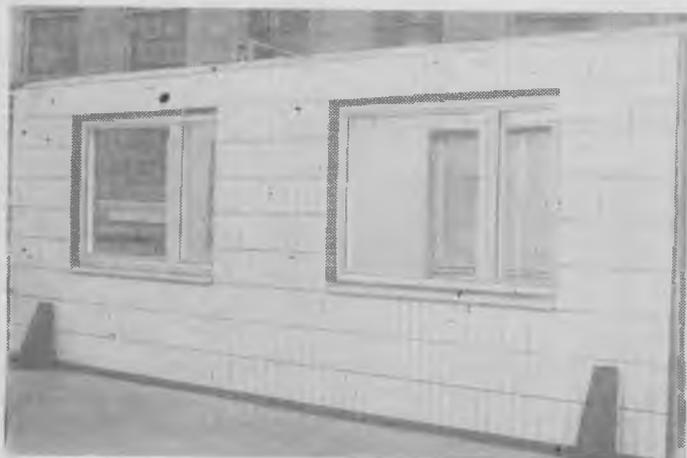


Рис. 2. Наружная стеновая керамзитобетонная панель, выпускаемая Бескудниковским комбинатом стройматериалов и конструкций № 1

Панелям присвоен государственный Знак качества, они отмечены дипломом на Международной выставке «Конако-78» в Братиславе. Авторы, разработавшие технологию получения поверхностей изделий со вскрытой камневидной фактурой, удостоены Государственной премии СССР. Этот же метод используется и при изготовлении деталей внешнего благоустройства, а также изделий малых архитектурных форм.

Одним из путей повышения степени заводской готовности является получение поверхностей железобетонных изделий, готовых под окраску, оклейку обоями и настилку линолеума. Это достигается различными технологическими приемами, выполняемыми в процессе формования, а также при доводке готовых изделий путем заделки раковин для обеспечения требований стандартов и технических условий.

Высокое качество поверхностей обеспечивается в первую очередь в процессе изготовления изделий. Но когда этого не удастся достигнуть, окончательная доводка производится на конвейерах или отделочных постах путем обработки поверхностей шпатлевыми составами.

На заводах сборного железобетона главка широко применяются разработанные КТБ Мосоргстройматериалов полимерные антиадгезионные покрытия для металлических форм, которые обеспечивают получение в них изделий с поверхностями без пор и раковин. Используют также составы и технологию эмульсионных смазок с высокими технологическими свойствами, подстилающие полидисперсные составы, наносимые на поддон формы при изготовлении изделий; полусухие и цементно-песчаные смеси с добавкой водорастворимого полимера, наносимой на поверхность свежесформованного изделия, составы полимерминеральной безусадочной шпатлевки.

На предприятиях главка успешно внедряется приготовление эмульсионных смазок по новой технологии с использованием роторно-пульсационных аппаратов, которые обеспечивают получение стабильных эмульсий с учетом технологических особенностей производства. Смазки позволяют исключить образование жировых пятен на поверхности и облегчают распалубку изделий и чистку форм.

В одиннадцатой пятилетке разработаны мероприятия по дальнейшему повышению уровня заводской готовности конструкций.

К 1985 г. завершится переход всей промышленности на выпуск изделий по Единому каталогу, что предопределяет дальнейшее повышение уровня индустриализации и качества строительства. Объем производства изделий Единого каталога для жилых домов в 1985 г. возрастет до 1630 тыс. м² общей площади, в том числе 1380 тыс. м² крупнопанельных 16-этажных домов и 200 тыс. м² каркасно-панельных высотой до 25 этажей.

Объем выпуска железобетонных изделий для строительства инженерных сооружений будет к концу пятилетки увеличен до 414 тыс. м³. При этом намного возрастет выпуск колодцев, колец, тюбингов, лотковых элементов теплотрасс, закончится освоение производства объемных секций коллекторов, удлиненных труб больших диаметров.

Будет обновлена номенклатура конструкций для промышленного строительства. Устаревшие конструкции производственных зданий отмененных серий заменят изделиями унифицированного каркаса с освоением крупногабаритных деталей, включая двухэтажные колонны, балки и ригели больших пролетов, элементы безбалочных перекрытий, стенки жесткости.

Будет организовано производство панелей перекрытий шириной до 3,6 м, комплексных плит покрытий промышленных зданий, плит лоджий с чистым полом. Все это послужит существенным вкладом работников строительной индустрии Москвы в повышение эффективности строительства и выполнение решений XXVI съезда КПСС.

ВАЖНАЯ НАРОДНОХОЗЯЙСТВЕННАЯ ПРОБЛЕМА

В стране осуществляется широкая программа разработки и внедрения высокоэффективных методов повышения прочностных свойств и коррозионной стойкости различных материалов с использованием передовой технологии. Предусмотренные постановлением ЦК КПСС и Совета Министров СССР «Об усилении работы по экономии и рациональному использованию сырьевых, топливно-энергетических и других материальных ресурсов» мероприятия рассчитаны на длительный срок, носят комплексный характер, непосредственно касаются всех отраслей народного хозяйства, в том числе и строительства.

Стоимость используемых в строительстве материалов составляет ежегодно около 50 млрд. р., доля стоимости зданий и сооружений достигает больше половины стоимости действующих основных производственных фондов, а ежегодные потери от коррозии строительных конструкций превышают 2,5 млрд. р.

Агрессивным воздействиям (включая атмосферным) подвергаются здания и сооружения промышленных и сельскохозяйственных предприятий, энергетики и транспорта, а также водохозяйственные сооружения. Коррозия выступает как фактор, препятствующий реализации достижений научно-технического прогресса, эффективному использованию основных фондов, а потери металла и других материалов от коррозии наносят значительный ущерб народному хозяйству страны.

Народнохозяйственный ущерб от коррозии не ограничивается лишь массой и стоимостью прокорродированных материалов, а обусловлен также преждевременным выходом из строя основных фондов, простоями во время проведения ремонтно-восстановительных работ, что, в свою очередь, приводит к снижению объема и качества выпускаемой продукции, загрязнению окружающей среды и ухудшению условий труда работающих. С другой стороны, для предотвращения последствий коррозии затрачиваются значительные средства на защиту от нее при выпуске продукции (при строительстве) и в процессе эксплуатации основных фондов.

При проектировании строительных конструкций, подверженных воздействию агрессивных сред, важное значение приобретает ориентация на конечные народнохозяйственные результаты принимаемых проектных решений и их экономическое обоснование.

В связи с интенсификацией производственных процессов, развитием новых видов технологий, связанных с применением высоких давлений, температурных и агрессивных воздействий, возрастают потери, вызываемые коррозией металла, бетона и других материалов. Поэтому одной из первоочередных задач в деле защиты от коррозии является необходимость оценки степени агрессивности производственной и атмосферной среды, в которой эксплуатируются строительные конструкции, и разработка мероприятий по ее снижению (герметизация оборудования, отвод агрессивных жидкостей, вентиляция и др.).

Важным направлением, обеспечивающим экономию металла и других материалов, является эффективная защита строительных конструкций от коррозии. Борьба с коррозией металла имеет первостепенное значение и для железобетонных конструкций, при производстве которых расходуется более 12,5 млн. т стали в год, или свыше половины всего проката черных металлов, используемого при изготовлении строительных конструкций зданий и сооружений.

До последнего времени уделялось недостаточное внимание опасности коррозии арматуры вследствие попадания в бетон хлоридов с сырьевыми материалами, в процессе его эксплуатации, а иногда и в виде специально вводимых добавок. Существующие жесткие ограничения в части применения добавок хлоридов во многих случаях не соблюдались. Новые разработки в этой области основаны на введении в бетон одновременно с добавками хлоридов ингибиторов коррозии стали. Такую добавку, состоящую из ускорителя твердения в виде хлористой соли и ингибитора коррозии стали (нитрит-нитрат хлорид калия — ННХК), начала выпускать в ограниченном количестве химическая промышленность.

Для конструкций, работающих в газовых агрессивных средах, необходимы защитные лакокрасочные покрытия. Разработанные НИИЖБ и проверенные в производственных условиях покрытия из хлорсульфированного полиэтилена (ХСПЭ), специально учитывающие специфику работы железобетонных конструкций, т. е. имеющие хорошее сцепление с поверхностью бетона и эластичность для сохранения монолитности пленки при деформациях конструкций и предотвращения доступа агрессивных веществ к арматуре, применяются в совершенно недостаточных объемах. Предприятиями Минхимпрома выпускается около 1000 т ХСПЭ в год при потребности в несколько десятков тысяч тонн в год.

Особенно остро стоит вопрос о защите железобетонных конструкций в сильноагрессивных средах. При возможности попадания на конструкции кислот и других растворов, разрушающих бетон или вызывающих коррозию арматуры, необходимо применение дорогостоящей изоляции поверхности. Но подобного рода защита конструкций от коррозии ограничивается недостаточным количеством химически стойких материалов.

Современные железобетонные конструкции становятся все более тонкостенными, сложными по форме и изготовляются из все более прочных материалов. Производство сборных конструкций интенсифицируется путем применения форсированных режимов тепловой обработки — повышения температуры и сокращения ее продолжительности. Суммирование этих факторов приводит к снижению стойкости бетона к воздействию знакопеременных температур — снижается морозостойкость бетона и стойкость к действию агрессивных сред. Ввиду снижения плотности бетона появляется опасность коррозионного растрескивания арматуры.

Поэтому проводятся исследования и разрабатываются способы придания плотности и непроницаемости бетону путем применения комплексных химических добавок и пропитки бетона коррозиестойкими материалами. Исследуются бетоны на силикатных вяжущих, стойких в сильноагрессивных средах, химстойкие бетоны на основе цементнополимерных композиций и специальные бетоны, стойкие в условиях особых воздействий (электроизоляционные, биоцидные для сооружений с высокими санитарными требованиями и т. п.).

Повышение стойкости бетона и долговечности железобетонных конструкций направлено на обеспечение нормативных сроков службы зданий и сооружений, сокращение потерь от коррозии, существенное снижение эксплуатационных расходов, связанных с ремонтом конструкций и восстановлением противокоррозионной защиты.

Бетоны повышенной стойкости с полифункциональными добавками

Повышение коррозионной стойкости бетона является одним из путей решения задачи улучшения качества при изготовлении и возведении железобетонных конструкций. В большинстве случаев повышение стойкости бетона дает экономический эффект в сфере эксплуатации зданий и сооружений, поскольку снижает частоту и стоимость ремонта, уменьшает длительность простоя технологического оборудования. В ряде случаев внедрение коррозионно-стойких бетонов замедляется, поскольку при их изготовлении заводы ЖБИ не получают дополнительного экономического эффекта.

Разработка в последние годы суперпластификаторов [1] позволила за счет одновременного улучшения технологических свойств смесей и характеристик бетона получить высокий экономический эффект при производстве и эксплуатации конструкций. В частности, улучшена удобоукладываемость бетонных смесей и снижены трудоемкость и энергоемкость изготовления конструкций, одновременно повышена их коррозионная стойкость в агрессивных средах.

Наибольший эффект может быть получен, если суперпластификаторы применять совместно с ускорителями твердения, воздухововлекающими и другими добавками, вводя, таким образом, полифункциональные добавки. По этому пути развивается сейчас технология изготовления бетона с добавками в нашей стране и за рубежом.

О бетонах с добавками полифункционального действия речь шла на координационном совещании в декабрь 1981 г. в НИИЖБ. На нем были подведены итоги разработки различными организациями полифункциональных добавок, принято решение составить план координации работ по теме. Предложения по этому плану следует направлять в комиссию по добавкам научно-координационного совета Госстроя СССР в адрес НИИЖБ.

Выполненные в НИИЖБ исследования бетонов с полифункциональными добавками показали, что имеется ряд направлений, по которым целесообразно развивать работы.

В первую очередь решается задача получения бетонов высокой морозостойкости из высокоподвижных и литых бетонных смесей. Получены бетоны марки по прочности М400 и марки по морозостойкости 600, при этом использовались бетонные смеси с осадкой конуса 18—20 см [2]. Смесей с полифункциональными добавками обладают хорошей воздухововлекающей и воздухоудерживающей способностью, повышенной стойкостью против расслаивания и водоотделения. Появляется возможность регулировать скорость их тепловыделения, что важно при возведении массивных монолитных конструкций. Полученные бетоны обладают низкой водонепроницаемостью, практически не карбонизируются и вследствие этого имеют высокие защитные свойства по отношению к стальной арматуре.

Бетоны высокой морозостойкости из высокоподвижных и литых смесей используются в гидротехническом, дорожном строительстве, при возведении монолитных бетонных и железобетонных конструкций, к которым предъявляются требования по морозостойкости. Из литых бетонных смесей могут изготавливаться монолитные бетоны с экономичными полифункциональными добавками марки по морозостойкости Мрз 300. В ряде случаев бетоны с подобными добавками применяют при изготовлении сборных железобетонных конструкций с тепловлажностной обработкой.

Положительный эффект получен в технологии сталефибробетона с помощью полифункциональных добавок.

Производственные испытания, в том числе с применением автобетоносмесителей, подтвердили эффективность получения бетонов с полифункциональными добавками в монолитном строительстве при изготовлении преднапряженных виброгидропрессованных труб со стальным цилиндром, балок и колонн.

Другим направлением является разработка бетонов для конструкций, эксплуатирующихся в агрессивных средах. Не представляет сложности получить бетоны, стойкие в слабоагрессивных газовых средах и имеющие высокие защитные свойства по отношению к

стальной арматуре. Эта задача решается путем понижения водопотребности смеси до уровня $V/C=0,4$, что достигается применением суперпластификатора. Такие бетоны практически не карбонизируются, а суперпластификаторы не вызывают коррозии стали в их щелочной среде, вследствие чего стальная арматура надежно защищена от коррозии [3]. Возможность получения особоплотных бетонов с маркой по водонепроницаемости В-8 и выше позволяет резко повысить коррозионную стойкость бетона в большинстве агрессивных сред, исключая растворы кислот (где бетон на портландцементе не стоек). Повышение плотности бетона, как известно, повышает стойкость его в агрессивных сульфатных и других средах, где процесс коррозии лимитируется диффузией агрессивных веществ в наружном слое.

Особую сложность представляет задача повышения защитного действия бетона в агрессивных хлоридных средах. Хлористые соли проникают в бетон за счет капиллярного подсоса и диффузии и вызывают депассивацию стальной арматуры в щелочной среде бетона, что создает предпосылки для ее коррозии. Коррозия практически не развивается, если бетон насыщен водой или хлоридным раствором и диффузия кислорода, необходимого для развития коррозионного процесса, резко ограничена. Однако коррозия будет развиваться, если в условиях депассивации поверхности стали хлоридами доступ кислорода будет достаточным.

Сильное повышение плотности (снижение проницаемости) может замедлить проникание хлоридов и кислорода в бетон и повысить его защитные свойства. Расчеты показывают, что коррозионный процесс не развивается, если коэффициент диффузии кислорода в бетоне не превышает $1 \cdot 10^{-11}$ м²/с [4], а коэффициент диффузии хлоридов меньше $1 \cdot 10^{-13}$ м²/с.

Защитное действие бетона в хлоридных средах можно повысить с помощью полифункциональных добавок на основе разработанных совместно с ВЗИСИ бинарных ингибиторов [5]. Если в бетоне

без добавок хлориды в количестве выше 0,4% массы цемента могут вызвать коррозию стальной арматуры, то в бетоне с добавками-ингибиторами критическое содержание хлоридов повышается по сравнению с указанным в 2—3 раза.

Бетоны с полифункциональными добавками имеют низкую проницаемость и высокую пассивирующую способность по отношению к стальной арматуре. Капиллярное всасывание ими растворов хлоридов резко замедлено, они имеют высокую коррозионную стойкость, в том числе при совместном действии растворов хлористых солей и низких отрица-

тельных температур. Бетоны предлагаемых составов могут многократно увеличить долговечность конструкций в агрессивных хлоридных средах. Такие конструкции целесообразно применять при возведении зданий и сооружений промышленных предприятий, перерабатывающих хлористые соли или использующих их в технологическом процессе (калийные комбинаты, предприятия по добыче и переработке поваренной соли, склады калийных удобрений, предприятия пищевой промышленности и др.).

Выводы

Добавки полифункционального действия могут служить универсальным сред-

ством повышения коррозионной стойкости бетона в агрессивных средах.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бетоны с эффективными суперпластификаторами. Сб. НИИЖБ. М., Стройиздат, 1980.
2. Батраков В. Г., Розенталь Н. К., Метелицын И. Г. Влияние полифункциональных модификаторов на структуру и морозостойкость бетонов из высокоподвижных бетонных смесей. В сб.: Бетоны с добавками суперпластификаторов. М., НИИЖБ, 1982.
3. Розенталь Н. К. Защитные свойства бетона с добавкой С-3. В сб.: Бетоны с добавками суперпластификаторов. М., НИИЖБ, 1982.
4. Алексеев С. Н., Розенталь Н. К. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде. М., Стройиздат, 1976.
5. Розенталь Н. К., Кашурников Н. М. Применение ингибиторов как способ защиты железобетонных конструкций в агрессивных средах. III Международная научно-техническая конференция по проблеме СЭВ «Разработка мер защиты от коррозии». Варшава, 1980.

УДК 69.059.4:631.2

В. И. НОВГОРОДСКИЙ, канд. техн. наук (ЦНИИЭПсельстрой)

Стойкость железобетона в сельскохозяйственных зданиях

Технологическая среда сельскохозяйственных зданий и сооружений является агрессивной по отношению к строительным конструкциям, что следует учитывать при их проектировании, изготовлении и монтаже. Воздействию газовой среды подвергаются преимущественно несущие элементы каркаса и ограждающие конструкции; жидкой среды животноводческих помещений — изделия технологического назначения и очистных сооружений; жидкой среды, содержащей органические кислоты, — конструкции хранилищ силоса (сенажа), изделия технологического назначения.

Анализируя состав сред и механизм их взаимодействия с элементами железобетонных конструкций, можно выделить следующие агрессивные среды сельскохозяйственных зданий:

Г1 и Г2 — газовой среды с газами группы Б и повышенной влажностью воздуха (птицеводческие и животноводческие здания);

Ж1 — жидкая, близкая к нейтральной, с органическими и неорганическими соединениями (животноводческие здания);

Ж2 — жидкая с органическими кислотами (силосные сооружения).

Для обеспечения коррозионной стойкости конструкций в таких средах следует правильно выбрать вид цемента с учетом его минералогического состава, назначить требуемые плотность и толщину защитного слоя бетона, ограничить ширину раскрытия трещин в допустимых пределах, надежно защитить от

коррозии стальные детали и связи, а также использовать при необходимости вторичные способы защиты конструкций от действия агрессивных сред. Непременным условием является также обеспечение исходной пассивации стальной арматуры в бетоне, что достигается для плотного бетона с межзерновой пустотностью не более 3% по объему достаточным расходом клинкерного цемента и ограниченным содержанием активаторов коррозии стали (например, свободных хлорид-ионов не более 0,2% массы цемента). Особое внимание при выборе вида и назначении расхода цемента из условия обеспечения пассивации стальной арматуры следует уделять для бетонов на основе активных пористых заполнителей и портландцементов с активными минеральными добавками (шлакопортландцементы и пуццолановые портландцементы). В этом случае критическое содержание цемента может быть получено по формуле [1]:

$$C_{кр} \geq \frac{m_3 q_3 + m_d q_d}{0,4 A + 0,15 B} \quad (1)$$

где m_3 , m_d — активность заполнителя и добавки, г/г (по поглощению СаО из насыщенного раствора); q_3 , q_d — содержание заполнителя и добавки, кг/м³; А, В — относительное количество в цементе алита (А) и белита (В).

Железобетонные конструкции при эксплуатации в агрессивных условиях подвергаются коррозионному износу. Последовательность стадий коррозии для различных сред неодинакова:

Г1 — карбонизация защитного слоя бетона без уменьшения его прочности — нарушение пассивации и коррозии арматуры — образование и рост трещин в бетоне вдоль арматуры — откалывание защитного слоя бетона увеличивающимися в объеме продуктами коррозии арматуры;

Ж1 (коррозия бетона III вида) — уменьшение прочности бетона при увлажнении адсорбционно-активной средой — накопление сульфат-ионов в бетоне и диффузия хлорид-ионов к поверхности арматуры — нарушение пассивности и коррозия арматуры (возможно разрушение поверхностных слоев бетона при недостаточной его сульфатостойкости) — появление продольных трещин вдоль арматуры — разрушение защитного слоя бетона;

Ж2 (коррозия бетона II вида) — полная нейтрализация защитного слоя бетона, разрушение цементного камня органическими кислотами и уменьшение толщины защитного слоя бетона — коррозия арматуры.

Следовательно, в газовой среде (Г1, Г2) сельскохозяйственных зданий основным условием обеспечения долговечности железобетонных конструкций являются предотвращение глубокой карбонизации защитного слоя бетона и надежная фиксация стальной арматуры в проектном положении. Опыт эксплуатации конструкций и лабораторные исследования свидетельствуют о необходимости применения в этих ус-

X, см	$D_b \cdot 10^6, \text{см}^2/\text{с}$	$\tau, \text{годы}$
2	10	1,27
2	1	12,7
3	10	2,85
3	1	28,5
5	10	7,92
5	1	79,2
10	10	31,7
10	1	317

ловных бетона достаточно высокой плотности (рис. 1).

Однако увеличение плотности бетона в результате роста прочности не всегда оправдано с точки зрения расчета конструкций и экономного расходования материалов, в первую очередь цемента. Поэтому при создании долговечных железобетонных конструкций, предназначенных для эксплуатации в средах Г2, следует применять бетонные смеси с пониженным водосодержанием, что достигается введением пластифицирующих добавок СДБ, ПАЩ, суперпластификаторов с уплотнителями (нитратом, сульфатом кальция и др.). Наиболее эффективны нитрит натрия или нитрит-нитрит кальция, замедляющие карбонизацию бетона и являющиеся одновременно ингибиторами коррозии арматуры. Введение в бетонную смесь 1—2% массы цемента этих добавок — надежная защита от коррозии стальной арматурой железобетонных конструкций, в том числе в зоне нормальных трещин шириной до 0,3 мм.

Если технологическими приемами не удается обеспечить требуемую плотность бетона или ингибирование арматуры, следует использовать вторично способы защиты, например лакокрасочные покрытия. При этом важно правильно выбрать вид и назначить параметры покрытия (толщину и диффузионную проницаемость D_p для CO_2) в зависимости от плотности D'_b и толщины X защитного слоя бетона. Для этого служит зависимость [2]:

$$\frac{\delta_n}{D_p} = \frac{(D_{b, \text{факт}}^* - D_{b, \text{расч}}^*)}{2 D_{b, \text{факт}}^* D_{b, \text{расч}}^*} \quad (2)$$

(при $X_{\text{факт}} = X_{\text{расч}}$);

$$\frac{\delta_n}{D_p} = \frac{X_{\text{расч}}^2 - X_{\text{факт}}^2}{2 D_{b, \text{расч}}^* X_{\text{расч}}}$$

(при $D_{b, \text{факт}}^* = D_{b, \text{расч}}^*$).

Выполненные с их помощью расчеты показали, что лакокрасочные покрытия можно использовать в широком диапазоне отклонений от требуемых величин плотности и толщины защитного слоя бетона, при этом показатель защитных свойств лакокрасочных покрытий изменяется в пределах $0,42 < \frac{\delta_n}{D_p} < 2,34 \times 10^4 \text{ с/см}$. При нанесении первого грунтовочного и двух покрывных слоев общей толщиной 100 мкм требуемая величина D_p находится в пределах $2,34 - 0,42 \cdot 10^{-6} \text{ см}^2/\text{с}$. Например, при толщине 100 мкм коэффициент диффузии CO_2 в покрытиях D_p составит для перхлорвиниловых ХВ-785 — 0,2; нефтеполимерных СПП — 0,75; латексных ЛСП-145 — 1,3; органосиликатных ОС-12-01 — $2,5 \cdot 10^{-6} \text{ см}^2/\text{с}$.

Жидкая технологическая среда (Ж1) животноводческих помещений имеет сложный, изменяющийся во времени состав и содержит органические и неорганические соединения. При этом в железобетонных конструкциях отмечаются некоторое уменьшение прочности бетона и коррозия стальной арматуры в результате накопления хлорид-ионов выше критического значения при незначительной нейтрализации бетона по глубине. Учитывая повышенную концентрацию сульфатов в жидкой среде (до 1000 мг/л), следует опасаться появления коррозии III вида. Скорость накопления хлорид-ионов у поверхности арматуры определяется режимом воздействия среды, плотностью и толщиной защитного слоя бетона. При постоянном воздействии жидкой среды наблюдается диффузионный механизм переноса хлоридов из окружающей среды в глубинные слои бетона, в том числе к арматуре. При концентрации хлорид-ионов

в окружающей среде 5000 мг/л, критической концентрации у поверхности арматуры 0,2% массы цемента и водопоглощении бетона 5% $\tau = \frac{X^2}{2,45 D_b}$ (диффузия из окружающей среды в полу-

бесконечное тело). Соответствующие расчеты τ в зависимости от X и D'_b приведены в табл. 1, из которой видно, что длительность защитного действия бетона в хлоридной среде зависит от плотности и толщины защитного слоя бетона. По имеющимся в литературе немногочисленным данным [3], проницаемость бетона для хлорид-ионов чаще всего находится в пределах $0,5 \cdot 10^{-7} < D'_b < 5 \cdot 10^{-7} \text{ см}^2/\text{с}$, поэтому для защитного слоя 3—3,5 см приходится использовать дополнительные мероприятия по защите арматуры или увеличивать толщину защитного слоя до 10 см и более, что нецелесообразно.

Учитывая опасность сульфатной агрессии в среде Ж1, следует использовать сульфатостойкий цемент, воздухововлекающие и гидрофобизирующие добавки в бетон, при периодическом воздействии среды — добавки-ингибиторы коррозии арматуры (нитрит натрия, кальция, бура). Наиболее эффективны конструкции с пропиткой поверхностного слоя толщиной 10—15 мм метилметакрилатом, серой, петролатумом и другими материалами, рекомендуются мастичные покрытия на основе битумно-полимерных материалов, армированных стеклотканью.

Жидкие среды (Ж2) сооружений по хранению и переработке кормов (силоса, сенажа, корнеплодов, молочных продуктов), как правило, содержат 4—6% органических кислот (молочная, уксусная, муравьиная) при $P_n = 3,5 \dots 4,5$. При их взаимодействии с гидратированными минералами цементного камня (коррозия II вида) образуются хорошо растворимые кальциевые соли. Наиболее распространена при хранении кормов молочная кислота.

Зависимость глубины коррозии бетона от концентрации кислоты показана на рис. 2. При концентрации молочной кислоты $> 0,1 \text{ Н}$ скорость коррозии резко изменяется, при этом образуются

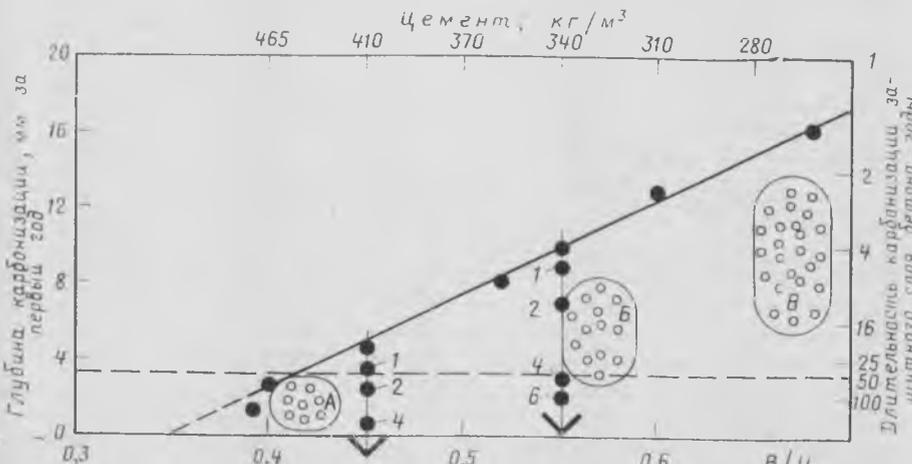


Рис. 1. Защитные свойства бетона толщиной 20 мм в атмосфере сельскохозяйственных помещений ($\text{CO}_2 = 0,3\%$ объема). Цифры у точек — концентрация в бетоне добавки НКК, % массы цемента. Зоны А, Б, В — глубина карбонизации защитного слоя бетона эксплуатируемых конструкций (соответственно бетон марок М400, М300, М200), приведенная к первому году эксплуатации

Концентрация молочной кислоты, Н	010-000 ЭП-000	ХС-710	Среда
1	4/160*	6/180	Сильноагрессивная
0,1	3/120	5/150	Среднеагрессивная
0,01	2/80	4/120	Слабоагрессивная

* Перед чертой — число слоев покрытия, после черты — их толщина, мкм.

конструкций в 1,5—2 раза, снизить стоимость строительства при использовании технологических способов обеспечения долговечности железобетонных конструкций на 5—6 р/м³, эксплуатационные затраты на 15—16 р/м³.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Новгородский В. И., Гусева М. М. Влияние активных заполнителей на гидратацию цемента и поведение стальной арматуры в бетоне. — В сб. трудов ЦНИИЭПСельстроя, 1981.
- Выбор лакокрасочных покрытий для защиты железобетонных конструкций производственных зданий / В. И. Новгородский, А. Б. Островский, О. В. Примизенкина, Н. Н. Занегина. — Лакокрасочные материалы и их применение, 1978, № 4.
- Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гусев. М., Стройиздат, 1980.

рыхлые легкоудаляемые продукты коррозии, которые слабо тормозят диффузионные процессы в зоне реакции. Следовательно, бетонные и железобетонные конструкции сооружений для хранения и приготовления кормов должны быть надежно защищены от увлажнения силосным соком (табл. 2).

При нанесении на сборные конструкции, в особенности из мелкоштучных элементов, покрытия необходимо армировать перхлорвиниловой тканью. Сооружения из монолитного железобетона следует защищать неармированными лакокрасочными покрытиями при ограниченном раскрытии трещин в бетоне.

В результате экспериментов и опытной эксплуатации сельскохозяйственных зданий и сооружений совместно с НИИЖБ и Гипронисельхозом разработаны рекомендации*, позволяющие увеличить долговечность железобетонных

* Руководство по комплексной защите железобетонных конструкций животноводческих и птицеводческих комплексов, ферм, зданий и сооружений от воздействия агрессивных сред.

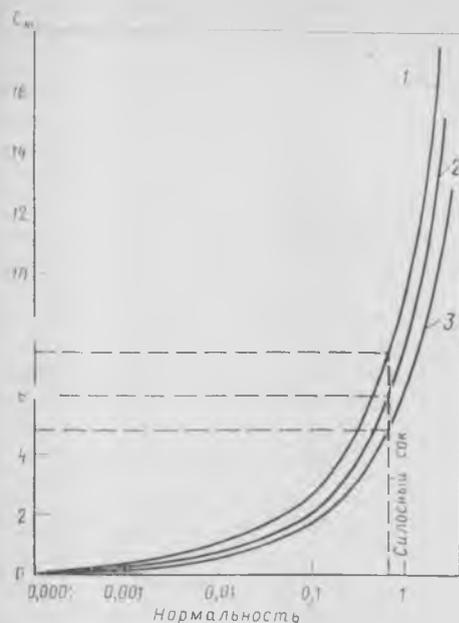


Рис. 2. Глубина нейтрализации бетона в растворах молочной кислоты за 10 лет (прогноз) 1 — $V/C=0,65$, $C=340$ кг/м³; 2 — $V/C=0,55$, $C=460$ кг/м³; 3 — $V/C=0,45$, $C=560$ кг/м³

УДК 691.327:620.193.2

А. М. ПОДВАЛЬНЫЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Коррозионное разрушение бетона при циклических воздействиях среды

Проблемы разрушения бетона при различных циклических воздействиях среды (замораживание и оттаивание, нагрев и охлаждение, влияние сухого жаркого климата) обычно рассматриваются изолированно. Однако исследования НИИЖБ, МИСИ и др. свидетельствуют о том, что эти случаи коррозии бетона можно анализировать с единых позиций.

Многоцикловое испытание суммирует разрушения, происходящие в отдельных циклах. Последовательность явлений, в результате которых воздействие среды приводит к потере бетоном прочности и упругости, представлена на рис. 1. В зависимости от вида воздействия и характеристик бетона в нем возникают различные силы — термическое расширение, кристаллизационное давление и др. В плотных включениях и в капиллярно-пористой матрице эти силы имеют различную величину, что приводит, как правило, к несоответствию деформаций компонентов.

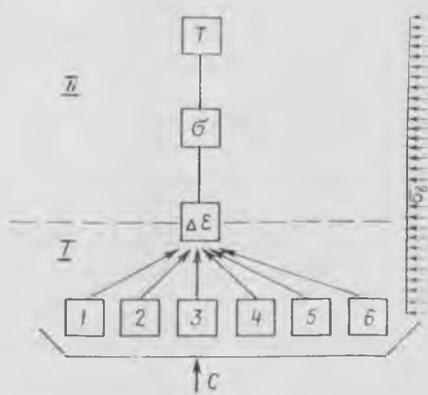


Рис. 1. Общая схема коррозионного разрушения бетона при циклических воздействиях внешней среды C
1—6 — гидравлическое давление, кристаллизационное давление, осмотическое давление, силы термического расширения, капиллярные силы; адсорбционные силы, другие силы, вызывающие давление в структуре; $\Delta\epsilon$ — собственные деформации компонентов бетона; σ — собственные напряжения в бетоне; T — появление и накопление повреждений (трещин); σ_v — напряжения от внешних сил; I, II — микро-структурный и макро-структурный уровень

Действие неблагоприятной среды прежде всего проявляется в том, что разность свободных деформаций компонентов бетона становится существенно отличной от нуля. В условиях сухого и жаркого климата несоответствие деформаций вызывает в дневное и ночное время усадку (набухание) матрицы и температурное расширение (сокращение) включений; при морозном воздействии — расширение в полцикле охлаждения матрицы и термическое сокращение включений [1, 2].

На макроструктурном уровне явления развиваются по общей схеме (см. рис. 1), в основном независимо от характерных для микро-структурного уровня специфических причин. Различие в свободных деформациях компонентов вызывает в бетонном конгломерате появление собственных напряжений, которые можно определить только расчетным путем с использованием моделей. Известные упругие модели бетона — плоские и трехмерные, одиночные и микро-

связные — дают практически тождественные качественные и близкие количественные результаты, что подтверждает возможность применения для расчета простых аналитических моделей [1, 2].

При больших собственных напряжениях в бетоне появляются трещины, снижающие его прочность и упругость. Напряжения σ_0 воздействуют на всю последовательность явлений (см. рис. 1), но в первом приближении можно считать, что они только суммируются с σ [2]. Этапы коррозионного процесса в направлении, указанном стрелками (см. рис. 1), связаны причинно-следственной зависимостью, поэтому для прогноза стойкости бетона могут быть использованы как характеристики микроструктуры, так и показатели макроструктурного уровня.

Силы, действующие на микроструктурном уровне (кристаллизационное или гидравлическое давление в порах и др.), разрушают бетон только в том случае, если они вызывают достаточно высокие деформации, напряжения и затем — трещины. При переходе от начальных этапов процесса к конечным все более полным становится охват факторов, приводящих к разрушению. Это существенно ограничивает точность прогноза стойкости с помощью показателей только микроструктуры.

При последовательном переходе от одного элемента схемы к другому в рассмотрение включаются новые явления, нелинейно-влияющие на интенсивность разрушения [2]. Так, в условиях температурного воздействия при переходе от микро- к макроуровню возникает необходимость явного учета удельных температурных деформаций компонентов и температурных характеристик цикла; при переходе от деформаций к напряжениям дополнительно включаются упругие константы компонентов и состав бетона; при переходе от напряжений к трещинам — прочность структуры и статистическое распределение собственных напряжений и локальной прочности в неоднородной структуре бетона.

Наименее исследованным является конечный этап — образование трещин и накопление повреждений. Одна из возможностей его описания основана на представлении о достижении в некоторых локальных областях бетона значения $\sigma/R > 1$. Статистический характер этого явления в бетоне потребовал использования методов теории вероятностей [3].

Введем функцию z неразрушимости бетонного конгломерата:

$$z = 1 - \frac{\sigma}{R} \quad (1)$$

где σ — собственные напряжения, определяемые на основе одной из моделей бстона; R — прочность структуры.

Окружное максимальное напряжение в плоской одиночной модели «диск с кольцом» подсчитывают по формуле

$$\sigma = \frac{E_1 E_2 \Delta \varepsilon \times}{\frac{r_2^2}{r_1^2} [E_1 + (1 - \mu_1) E_2] + \times \left(1 + \frac{r_2^2}{r_1^2} \right) + (1 - \mu_2) (E_1 - E_2)} \rightarrow \quad (2)$$

где $\Delta \varepsilon = (\alpha_1 - \alpha_2) \Delta t$; $\Delta \varepsilon = (\beta_1 - \beta_2) \Delta W$, причём $\beta_{1,2}$ и ΔW — влажностные аналоги температурного воздействия.

Линейаризовав z вблизи математического ожидания, можно вычислить вероятность $p(z \leq 0)$ разрушения в цикле испытания структурного элемента, в оболочке (матрице) которого появится трещина вследствие достижения σ/R некоторого предельного значения [3]:

$$p(z \leq 0) = \frac{1}{2} \left[1 - \Phi \left(\frac{\bar{z}}{\sqrt{2\sigma_z}} \right) \right], \quad (3)$$

где $\Phi(z)$ — интеграл вероятностей; \bar{z} — математическое ожидание функции z ; σ_z — среднее квадратическое отклонение z .

Полагая, что изменение прочности пропорционально числу разрушившихся элементов, получим формулу для определения прочности бетона при многоцикловых испытаниях:

$$R_n = R_0 (1 - p)^n, \quad (4)$$

где R_n , R_0 — прочность бетона после n циклов и начальная прочность.

Аналогичное выражение можно записать и для модулей упругости E_n и E_0 .

В выражениях (1)–(4) структуру и состав бетона характеризуют r_2/r_1 , $E_{1,2}$, R , $\alpha_{1,2}$, влажность при температурном воздействии — α_2 , интенсивность действия среды — Δt , статистические характеристики этих параметров (в частности, их разброс) — \bar{z} , σ_z .

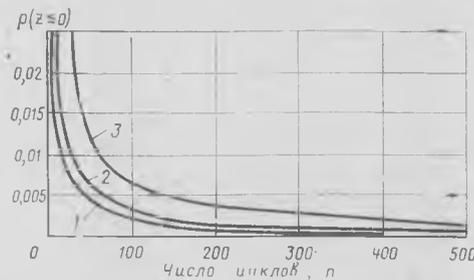


Рис. 2. Влияние вероятности разрушения $p(z \leq 0)$ на стойкость бетона $1 - R_n/R_0 = 0,85$; $2 - R_n/R_0 = 0,75$; $3 - R_n/R_0 = 0,5$

Из формулы (4) нетрудно получить зависимость, графически представленную на рис. 2. При $R_n/R_0 = \text{const}$ связь между показателями структуры бетона и среды, в совокупности отражаемыми $p(z \leq 0)$, и стойкостью теоретически выражается одной кривой для всех бетонов и любых параметров среды. Величины n , R_n/R_0 и $p(z \leq 0)$ определяют процесс разрушения бетона при многоцикловых испытаниях. Наибольшую информацию о явлении содержит параметр $p(z \leq 0)$, который является показателем интенсивности разрушения в цикле и зависит от уровня напряжений σ/R (или $\frac{\sigma + \sigma_0}{R}$).

Из формулы (4) и рис. 2 следует, что оценку стойкости, характеристики бетона и показатели среды необходимо анализировать в комплексе. Введение показателя $p(z \leq 0)$ дает возможность по-новому подойти к проблеме перехода от лабораторных испытаний к оценке стойкости в эксплуатационных, часто меняющихся, условиях. Можно осуществить нормирование стойкости и проектирование долговечных бетонов для конкретных условий службы, основанное на использовании комплексной характеристики $p(z \leq 0)$. Из рис. 2 следует также, что может быть определено изменение длительности испытания при введении новых критериев стойкости ($R_n/R_0 = \text{const}$).

Анализ трещинообразования позволил основные типы кинетических кривых при циклических испытаниях объяснить с единой позиции и предложить для них аналитические выражения. Была выяснена причина стабилизации прочности бетона [3], наблюдаемая в условиях сухого и жаркого климата и при циклическом нагреве (эксперименты НИИЖБ, Харьковского Промстройини-проекта и др.), что дает возможность прогнозировать уровень стабильной прочности. В качестве иллюстрации полученных результатов приводится таблица, в которой сопоставлены опытные данные и расчет влияния на стойкость бетона размера крупного заполнителя.

Расчет выполнен при значениях $R = 3$ МПа, $E_1 = 5 \cdot 10^4$ МПа, $E_2 = 1,5 \times 10^4$ МПа, r_2/r_1 , равном 1,1; 1,2; 1,41 ($r_2 - r_1 = \text{const}$); $\Delta \varepsilon = 13 \cdot 10^{-5}$ и значениях отклонений $\lambda_{x_i} = \pm 0,2x_i$. Опытные данные заимствованы из работы [4], на основании которой выбрано $n = 100$ циклам. Из таблицы следует, что возможен расчетный прогноз снижения прочностных и упругих свойств бетона.

Подобным образом можно описать

$d_{\text{макс}}, \text{мм}$	Снижение прочности						Снижение модуля упругости					
	эксперимент		расчет				расхождение, %	эксперимент			расчет	расхождение, %
	$\frac{R_n}{R_0}$	$\left(\frac{R_n}{R_0}\right)_{\text{отн}}$	$p(z \leq 0)$	$\left(\frac{R_n}{R_0}\right)_{p(z)}$	$\left(\frac{R_n}{R_0}\right)_{p(z)_{\text{отн}}}$	$\frac{E_n}{E_0}$		$\frac{E_n/E_0}{R_n/R_0} = k$	$k_{\text{ср}}$	$k_{\text{ср}} \left(\frac{R_n}{R_0}\right)_{p(z)}$		
10	0,9	1	0,0001	0,99	1	10/—*	0,6	0,67	0,6	0,59	-1,6	
20	0,72	0,82	0,00135	0,87	0,88	20,8/7,3	0,45	0,61	0,6	0,52	+15,5	
40	0,65	0,72	0,00445	0,64	0,65	-1,5/-9,7	0,37	0,51	0,6	0,38	+2,7	

* Перед чертой — абсолютные значения; после черты — относительные.

поведение бетона при совместном влиянии на него неблагоприятной среды и напряжений σ_n от внешних нагрузок (см. рис. 1). В этом случае [2]

$$z = 1 - \frac{\sigma + \sigma_n}{R} > 0, \quad (5)$$

а остальной анализ в принципе аналогичен изложенному и в работе [3].

На рис. 3 представлена зависимость вероятности разрушения бетона от уровня напряжений σ_n/R . Очевидно, что имеется пороговое значение напряжений, после достижения которого разрушение резко ускоряется, что подтверждено исследованиями ВНИИГ и НИИЖБ. На рис. 4 показаны графики влияния уровня изгибающих напря-

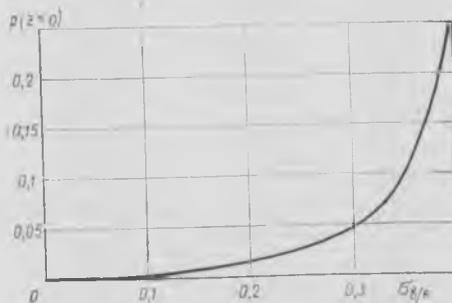


Рис. 3. Влияние уровня изгибающих напряжений от внешних сил σ_n/R на вероятность повреждения бетона при физической коррозии

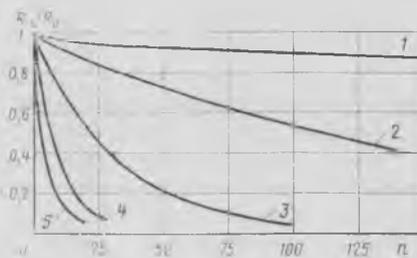


Рис. 4. Влияние уровня изгибающих напряжений от внешних сил σ_n/R на стойкость бетона при физической коррозии
1 — $\sigma_n/R=0$; 2 — $\sigma_n/R=0,1$; 3 — $\sigma_n/R=0,2$; 4 — $\sigma_n/R=0,3$; 5 — $\sigma_n/R=0,4$

ний от внешних сил на стойкость замораживаемого бетона. Их сопоставление с опытными данными [5] свидетельствует о возможности расчетного описания поведения нагруженного бетона при коррозии. Поскольку расчетный прогноз охватывает поведение бетона при циклическом нагреве (см. таблицу) и замораживании (см. рис. 3, 4), это может рассматриваться как доказательство общей физической картины коррозии бетона в этих условиях.

Выводы

Предложена общая схема коррозионного разрушения бетона при различных циклических воздействиях среды.

Показано, что вероятностный анализ трещинообразования позволяет осуществить прогноз изменения свойств бетона при физической коррозии расчетным путем.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Горчаков Г. И., Лифанов И. И., Терехин Я. Н. Коэффициент температурного расширения и температурные деформации строительных материалов М., изд-во Стандартов, 1968.
2. Шейкин А. Е., Чеховский Ю. В., Бруссер М. И. Структура и свойства цементных бетонов. М., Стройиздат, 1979.
3. Подвальный А. М., Осетинский Ю. В. Вероятностная модель поведения бетона при циклическом воздействии среды. — Строительная механика и расчет сооружений, 1982, № 2.
4. Ципенюк И. Ф. Исследование свойств бетона и работы железобетонных конструкций в условиях циклического воздействия повышенных температур. Автореф. дисс. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. М., 1966 (НИИЖБ).
5. Москвин В. М., Подвальный А. М. Исследование коррозионных процессов в нагруженном бетоне. — Известия Академии строительства и архитектуры СССР, 1962, № 4.

УДК 620.193.2:691.327.669.97-134

Б. Д. ТРИНКЕР, В. Н. САДАКОВА, кандидаты техн. наук; А. А. КОКИН, инж. (ВНИПИТеплопроект)

Коррозионная стойкость легких кислотоупорных бетонов в агрессивных средах

Промышленные железобетонные трубы эксплуатируются в переменном режиме. В зависимости от нагрузки котлов или аппаратов, вида сжигаемого топлива, температуры и объема газов на внутренней поверхности футеровки и ствола трубы могут конденсироваться влага или кислоты различной концентрации. В связи с этим к футеровке предъявляются специальные требования по коррозионной и температурной стойкости.

ВНИПИТеплопроект предложил новую конструкцию дымовой трубы с монолитной футеровкой из легкого кислотоупорного бетона [1]. Ее преимущество заключается в существенном уменьшении трудозатрат и сроков строительства, поскольку бетонирование несущего ствола и футеровки производят одновременно с одной рабочей площадки или с отставанием на 1,25—2,5 м, и процесс этот поддается механизации (в отличие от кладки футеровки из

кирпича), а также в снижении материалоемкости и стоимости сооружения.

Наибольшей коррозионной стойкостью в дымовых газах, содержащих влажные сернистые соединения, обладают составы на жидком калиевом стекле [2, 3], поскольку в определенном температурном интервале в случае применения натриевого жидкого стекла появляется опасность образования десятиводного сульфата натрия, что может вызвать увеличение объема футеровки и ее раз-

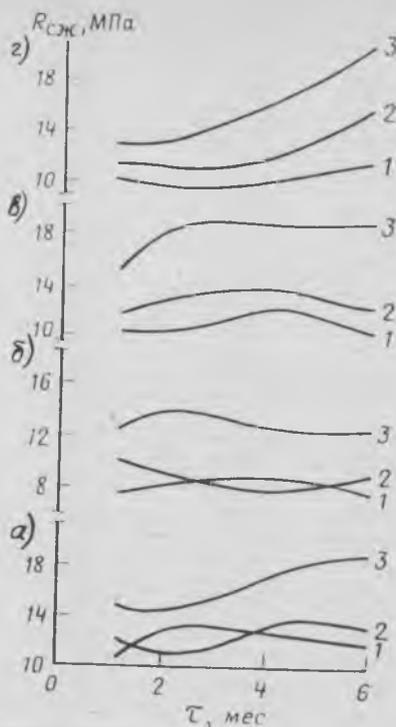
рушение. Однако такое воздействие на составы на натриевом жидком стекле оказывает только конденсат сернистых газов при $t < 40^\circ\text{C}$ и его можно уменьшить введением уплотняющих полимерных добавок.

В трубостроении ввиду отсутствия калиевого жидкого стекла в основном используется натриевое стекло, в связи с этим изучили составы на натриевом жидком стекле плотностью $1,3\text{--}1,4\text{ г/см}^3$ с силикатным модулем $m=2,9\text{--}3$. Заполнителем служил керамзит класса А с объемно-насыпной массой 530 кг/м^3 , кислотостойкостью $K=0,75$ и прочностью на сжатие в цилиндре $R_{\text{ц}}=2,2\text{ МПа}$.

Поскольку физико-механические свойства бетона зависят прежде всего от свойств растворной части, обработку составов, обладающих достаточно высокой прочностью, осуществляли на растворных образцах. При этом определяли оптимальное соотношение жидкого стекла плотностью $1,3\text{ г/см}^3$ к тонкомолотому наполнителю (диабазовая мука). Установлено, что при расходе жидкого стекла $18\text{--}20\%$ общей массы раствора оно примерно равно $0,5$. Инициатор твердения — кремнефтористый натрий — вводили в количестве $13\text{--}15\%$ массы жидкого стекла, кварцевый песок с $M_{\text{кр}}=2,6\text{--}2,8$ — до 100% . Увеличение соотношения «жидкое стекло: мука» вызывает резкое снижение прочности, а уменьшение — снижает подвижность раствора. При оптимальном соотношении этих материалов О.К.= $3\text{--}5$ см по погружению конуса СтрoйЦНИЛ, составы обладают хорошей удобоукладываемостью.

При подборе составов бетона использовали керамзит фракций $5\text{--}10$ и $10\text{--}20$ мм в соотношении $1:1$, обеспечивающем наименьший объем пустот. Для получения бетона, подвижность которого численно соответствовала бы подвижности растворной части, количество жидкого стекла в бетонной смеси увеличили на величину $\Delta = \gamma_{\text{ж.ст}} V$ ($\gamma_{\text{ж.ст}}$ — плотность жидкого стекла; V — водопоглощение керамзита за $0,5$ ч, равное 20% первоначальной массы). Составы исследуемых бетонов приведены в таблице.

Увеличение коэффициента раздвижки вызывает рост объемной массы и проч-



Изменение предела прочности при сжатии легкого кислотоупорного бетона в различных агрессивных средах: а — воздушно-сухие условия; б — вода; в — 30% -ный раствор H_2SO_4 ; г — переменный режим; Составы: 1 — № 2; 2 — № 3; 3 — № 5

ности бетона. Оптимальное значение коэффициента раздвижки $\alpha=1,4\text{--}1,6$. При $\alpha < 1,4$ снижается прочность, а существенного уменьшения объемной массы не наблюдается. При $\alpha > 1,6$ наряду с повышением прочности резко увеличивается объемная масса, т. е. ухудшаются теплоизоляционные свойства бетона.

Коррозионную стойкость легких кислотоупорных бетонов определяли на составах № 2, 3, 5 в воде, 30% -ном растворе H_2SO_4 и по переменному режиму — 2 сут. выдерживание в 30% -ном растворе H_2SO_4 , 1 сут. воздушно-сухое хранение, 2 сут. в воде и 2 сут. воздушно-сухое хранение (см. рисунок). Для сравнения приведены данные, полученные на образцах, находившихся в воздушно-сухих условиях. Исследования проводили при температуре $20 \pm 1,5^\circ\text{C}$. Как видно из рисунка, прочность образцов на сжатие при выбранных условиях испытаний существенно не меняется. Наибольшая прочность отмечалась в составе № 5 ($\alpha=1,8$), наименьшая — в составе № 2 ($\alpha=1,2$). Разница в прочностных характеристиках составов № 2, 3 при испытании в воде и выдерживании в воздушно-сухих условиях невелика — в возрасте 4 мес. кривые сливаются. Различия же прочности образцов этих составов в кислоте и при переменном режиме около 2 МПа . Ана-

логичная закономерность была установлена при испытании образцов на изгиб. Через 4 мес. в воде $R_{\text{и}}=2\text{--}3\text{ МПа}$, в 30% -ном растворе H_2SO_4 и при переменном режиме $2,5\text{--}3,5\text{ МПа}$, при хранении в воздушно-сухих условиях $3,5\text{--}4\text{ МПа}$. Полученные результаты указывают на то, что легкие кислотоупорные составы обладают высокой коррозионной стойкостью в данных условиях — коэффициент кислотостойкости через 6 мес. испытаний составил $1\text{--}1,1$; коэффициент водостойкости $0,75\text{--}0,8$.

Бетонная смесь с О.К.= $4\text{--}6$ см при $\alpha=1,4\text{--}1,6$ обладает хорошими технологическими свойствами — $\gamma=1500\text{--}1600\text{ кг/м}^3$, $R_{\text{сж}}^{28}$ составляет $12\text{--}15\text{ МПа}$ на жидком стекле плотностью $1,3\text{ г/см}^3$ и 20 МПа — при плотности $1,36\text{ г/см}^3$. Коэффициент термостойкости такого бетона при тепловых ударах $20\text{--}180^\circ\text{C}$ после 30 циклов равен $0,71$, а коэффициент теплопроводности $\lambda = 0,35 + 0,00086t_{\text{ср}}$ Вт/($^\circ\text{C}$).

Введение полимерных добавок (ацетоно-формальдегидная смола АЦФ-3м, фурфурол, спирт, инден-кумароновая смола, винилсилан и др.) значительно уплотняет капиллярно-поровую структуру бетона. Так, при введении $9\text{--}12\text{ кг/м}^3$ АЦФ открытая пористость снизилась с $8,2 \cdot 10^5$ до $6,5 \cdot 10^5\text{ м}^3/\text{кг}$, а показатель среднего размера открытых капиллярных пор — с $7,1$ до $0,7$. Кислотоупорные составы с добавкой $0,6\text{--}1,8\text{ кг/м}^3$ винилсилана бетона приобретают гидрофобные свойства — при испытании в 30% -ном растворе H_2SO_4 она в течение 30 сут. не проникла в бетон. При использовании указанных добавок коэффициент водостойкости легких полимерсиликатных бетонов достигает $0,9\text{--}0,95$.

Такой кислотоупорный бетон может служить в качестве кислотостойкой и теплоизоляционной защиты ствoлов дымовых труб и других строительных конструкций от воздействия агрессивных газов и высоких температур.

Полимерные добавки обеспечивают значительное повышение непроницаемости и водостойкости кислотоупорных полимерсиликатных бетонов. В настоящее время возводится железобетонная труба высотой 250 м с защитой несущего ствoла монолитной футеровкой из легкого полимерсиликатного бетона, которая будет эксплуатироваться в сильноагрессивной среде.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Тринкер Б. Д., Шишков И. А. Некоторые вопросы проектирования и строительства промышленных железобетонных труб. — Промышленное строительство, 1981, № 4.
- Дымовые трубы для электростанций — Combustion, 1966, № 3.
- Садакова В. И., Тринкер Б. Д. Кислотоупорные футеровочные материалы в трубостроении. — Энергетическое строительство, 1980, № 3.

№ состава	Компоненты					п
	жидкое натриевое стекло	кремнефтористый натрий	диабазовая мука	кварцевый песок	керамзит	
1	13,2	1,7	23,2	28,2	33,7	1
2	13,7	1,8	24,7	29,8	29,9	1,2
3	14,2	2	25,9	31,1	26,8	1,4
4	13,7	2	27,1	32,6	24,6	1,6
5	13,8	2,1	28	33,6	22,5	1,8

Ю. А. САВВИНА, канд. техн. наук (НИИЖБ); А. И. ЧЕРКАССКИЙ, инж. (объединение Союзсельхозхимия)

Повышение коррозионной стойкости конструкций складов минеральных удобрений

Увеличение поставок сельскому хозяйству различных видов минеральных удобрений и постоянно возрастающие объемы строительства складов для их хранения требуют увеличения сроков службы таких сооружений.

Многочисленными обследованиями установлено, что минеральные удобрения, хранящиеся в незатаренном виде, при определенных условиях эксплуатации оказывает агрессивное воздействие на конструкции складов, выполненные из традиционных материалов (железобетона, кирпича, дерева, стали). Многие химикаты способствуют повышению относительной влажности в складских помещениях, что усиливает степень их агрессивного воздействия.

Были проведены широкие натурные обследования складов, эксплуатируемых в различных климатических зонах страны. В результате работ, проведенных НИИЖБ, ЦНИИЭПСельстрой, ЦНИИСК, ВНИПИАгрохим, ЦНИИПромзданий и другими организациями, выявлены наиболее характерные повреждения и дефекты строительных конструкций, установлены объективные причины их возникновения и разработаны обоснованные рекомендации по их предотвращению и устранению.

Коррозионным разрушениям прежде всего подвергаются незащищенные металлические конструкции и детали, а также не защищенная бетоном арматура. Ускорению процессов коррозии железобетонных конструкций способствуют механические повреждения, получаемые в процессе эксплуатации складов. Наиболее часто встречаются околы защитного слоя бетона на колоннах, которые образуются вследствие ударов мобильными механизмами и транспортными средствами. Арматура конструкций обнажается, искривляется, рвется и корродирует. Такие повреждения имеются на всех складах, эксплуатируемых в течение длительного срока. Встречаются также механические повреждения, вызывающие коррозию кромок и стенок рампы и др. Осадка покрытия рампы происходит из-за намокания и просадки насыпного грунта рампы в процессе эксплуатации,

а не из-за коррозии бетона (Пабраде ЛитССР, г. Белая Церковь Киевской обл., ст. Белореченск Краснодарского края, Львовская обл. и др.).

Ускорению разрушений строительных конструкций в складах минеральных удобрений способствует также брак, допущенный при их изготовлении. Во многих случаях в колоннах и других конструкциях толщина защитного слоя бетона была уменьшена до 2—6 мм (вместо проектных 15—20 мм), рабочая арматура, поперечные хомуты, а также арматурные сетки проступали на поверхности конструкций. В преднапряженных конструкциях (балках и плитах покрытия) бывают участки с плохо уплотненным бетоном, через который видны стержни преднапряженной арматуры и поперечные хомуты (г. Белая Церковь Киевской обл., ст. Фалешты МССР, ст. Шелангер Марийской АССР и др.).

Нередко закладные детали конструкций не имеют требуемого оцинкованного слоя покрытия, что ускоряет коррозионные разрушения (ст. Волоколамск и Шаховская Московской обл., ст. Дзержинск Минской обл. и др.). Большинство конструкций складов с заглубленными приемными устройствами плохо защищены от проникания в них грунтовых вод и атмосферных осадков. При непосредственном контакте с агрессивными минеральными удобрениями усиливаются процессы коррозионных разрушений конструкций, а также деталей и узлов технологического оборудования (Курдамарская и Евлахская межрайонные базы химизации АзССР, ст. Волоколамск и Шаховская Московской обл. и др.).

Наиболее распространенным видом защиты конструкций является горячая битумная обмазка нижней части колонн и стен на высоту 1,2—1,5 м. Однако качество нанесения покрытий, как правило, не удовлетворяет предъявляемым требованиям. Кроме того, в процессе эксплуатации складов антикоррозионные поверхностные покрытия разрушаются в местах контакта их с удобрениями под действием работающих механизмов и транспорта и постепенно отслаиваются. В большинстве складов за-

щитные покрытия не восстанавливаются при восстановлении новые слои наносили на неподготовленные, неочищенные поверхности, в результате чего сцепление покрытий с конструкциями отсутствовало и они быстро отслаивались. Часто уровень засыпки минеральных удобрений превышал высоту нанесения защитного покрытия и агрессивные удобрения непосредственно контактировали с незащищенной поверхностью бетона.

Нередко в кирпичных кладках разрушаются нижние части наружных стен складов, где скапливаются удобрения в условиях повышенного атмосферного увлажнения (ст. Энем Краснодарского края, ст. Гродзянка Минской обл. и др.). Однако проектами защита этих участков стен не предусмотрена.

Процессы коррозии зависят от степени увлажнения строительных конструкций. В этой связи недопустимы дефекты кровельных покрытий, так как из-за протекания кровли влажность внутри складов значительно повышается, что вызывает коррозию конструкций.

Не менее важно качество устройства полов в складах минеральных удобрений. Так, отсутствие бетонной подготовки, плохо утрамбованный насыпной грунт и др. сокращают срок службы полов, особенно в условиях работы на них тяжелых погрузочно-разгрузочных машин и транспортных средств. В отделениях гигроскопичных удобрений полы, как правило, разрушаются быстрее, так как они более увлажнены. Недопустимы также неправильно устроенные уклоны полов для естественного водоотвода, в которых образуются лужи из растворов минеральных удобрений. Это снижает долговечность конструкций (ст. Таэбла и Инчукалнс ЛатвССР, ст. Флорешты МССР, Ташкентская областная база химизации и др.).

Проведенные НИИЖБ инструментальные обследования конструкций складов, эксплуатируемых в разных климатических зонах страны (Краснодарский край, Красноярский край, УССР, Прибалтика), подтвердили результаты ранее проведенных визуальных обследований. Установлено, что железобетонные конструкции складов минеральных удобрений в отдельных климатических зонах страны работают удовлетворительно без защиты покрытиями выше уровня засыпки удобрений. Первичным фактором коррозионных повреждений конструкций и коррозии незащищенной арматуры.

В последние годы в строительстве складов минеральных удобрений более широко применяют ограждающие конструкции из асбестоцемента. Как показали проведенные обследования, дефекты в асбестоцементных конструкциях

чаще вызваны механическими повреждениями, а не коррозией. Коррозионное разрушение асбестоцементных листов наблюдается лишь в местах непосредственного контакта массы удобрений с ограждающей конструкцией. В связи с этим асбестоцементные ограждающие конструкции следует устанавливать выше цоколя из железобетонных панелей на высоту 1,5—1,8 м, что резко сократит повреждение нижней части конструкций и повысит вместимость склада.

Наряду с традиционными методами широко применяют конструктивные методы защиты, при которых коррозионная стойкость достигается совершенствованием конструктивных решений.

В практике проектирования и строительства складов проявляется тенденция к замене применяемых заглубленных (на 5—6 м) приемных устройств для выгрузки незатаренных удобрений из вагонов повышенными железнодорожными путями. Отказ от заглубленных устройств, имеющих сильную степень увлажнения и пониженную коррозионную стойкость, способствует увеличению срока службы строительных конструкций и всего склада в целом.

Предложенный Донецким Промстройниипроект профилерованный полиэтилен применяют при защите складов минеральных удобрений силосного типа (Клинский комбинат стройиндустрии

Московской обл.). Преимуществом этого способа является индустриальность устройства защиты и повышение долговечности конструкций.

Защита строительных конструкций складов минеральных удобрений от механических и коррозионных воздействий. внесение дополнений в существующие проекты, качественное изготовление строительных конструкций, строгое соблюдение правил эксплуатации, систематический уход за состоянием конструкций, широкое внедрение эффективных конструктивных решений — основные направления повышения стойкости и сроков службы складов минеральных удобрений.

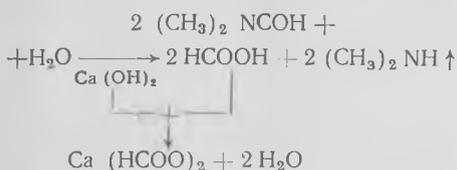
УДК 691.328:620.197

А. В. ЧЕРНОВ, Г. Ю. МАЗИНА, П. Н. КУРОЧКА, кандидаты техн. наук (Ростовский Промстройниипроект)

Коррозионное разрушение бетона в водных растворах диметилформамида

В текущей пятилетке на ряде заводов синтетического каучука, полиакрилонитрильного волокна и пластических масс будут освоены технологические процессы, предусматривающие широкое использование универсального растворителя полимеров — диметилформамида (ДМФ)*. Поэтому возникла необходимость оценить ДМФ как возможную агрессивную среду по отношению к бетонным и железобетонным конструкциям.

В присутствии щелочей ДМФ подвержен медленному гидролизу с образованием легколетучего диметиламина ($t_{кип} = 6,9^\circ\text{C}$) и муравьиной кислоты [1], поэтому его коррозионное действие на бетон будет связано прежде всего с нейтрализацией гидроксидов кальция, растворенной в поровой жидкости цементного камня:



Механизм коррозии бетона в подобных случаях определяется скоростью химического взаимодействия и происходящими при этом фазовыми прев-

ращениями [2]. Эти факторы были выявлены при экспериментальном изучении системы $(\text{CH}_3)_2\text{NCOH}-\text{Ca}(\text{OH})_2-\text{H}_2\text{O}$. Анализ серии проб, в которых варьировалось соотношение между компонентами, показал, что в присутствии $\text{Ca}(\text{OH})_2$ скорость гидролиза ДМФ возрастает с повышением его концентрации в растворе, а диметиламин улетучивается из растворов по мере образования и практически не влияет на дальнейшие процессы, происходящие в системе. Накопление формиата кальция лимитируется скоростью гидролиза, растворимость формиата кальция в водных растворах ДМФ резко снижается с повышением концентрации последнего (рис. 1).

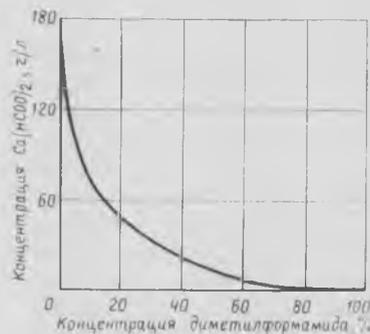


Рис. 1. Растворимость формиата кальция в водных растворах диметилформамида

* Диметилформамид — органическая жидкость (плотность — 0,94 г/см³, вязкость — 0,73 сП, температура кипения — 153°C), смешивающаяся с водой в любых соотношениях.

Если представить систему в виде раствора, постоянно насыщающегося по отношению к $\text{Ca}(\text{OH})_2$, то результатом химических превращений будет постепенное снижение содержания $(\text{CH}_3)_2\text{NCOH}$ и накопление $\text{Ca}(\text{HCOO})_2$. Расчет показывает, что при начальном содержании ДМФ менее 17% эти процессы не могут привести к перенасыщению раствора формиатом кальция. Для растворов с более высокими исходными концентрациями определены время, необходимое для перенасыщения, и количественное соотношение компонентов, при которых начинается кристаллообразование.

По результатам расчета составлена диаграмма фазовых превращений в системе $(\text{CH}_3)_2\text{NCOH}-\text{Ca}(\text{OH})_2-\text{H}_2\text{O}$ (рис. 2). Она показывает, что чем выше исходная концентрация ДМФ, тем меньше его будет израсходовано на образование формиата кальция для перенасыщения раствора и тем раньше выпадет осадок. Например, при исходной концентрации ДМФ, равной 20%, выпадение кристаллов формиата кальция в осадок начнется, когда его содержание в растворе возрастет до 63,5 г/л. Это произойдет через 1150 ч. Если начальная концентрация ДМФ составит 80%, то перенасыщение раствора наступит через 5 ч при содержании формиата 0,3 г/л. В соответствии с теорией [3], в первом случае дальнейшее взаимодействие приведет к образованию отдельных крупных кристаллов, во втором — плотного мелкокристаллического осадка.

Коррозионные испытания подтвердили, что рассмотренные закономерности являются основными факторами, определяющими механизм и интенсивность коррозии бетона в водных растворах ДМФ.

Испытания проводились на цементных образцах размером $1 \times 1 \times 3$ см из рядового порландцемента по обычной лабораторной технологии при $V/C = 0,35$. После твердения в нормальных условиях в течение 28 сут образцы погружались на длительное время в водные растворы ДМФ различных концентраций (от 5 до 95%). Отношение между объемами цементного камня и раствора в каждом опыте было принято равным 0,1. Периодически производили визуальный осмотр образцов, определяли их прочность и контролировали концентрацию формиата кальция в агрессивных растворах. Через 10 мес с помощью рентгеновского анализа определили сравнительное содержание кристаллического формиата кальция в образцах.

Анализ результатов показал, что по характеру коррозионного действия на бетон водные растворы ДМФ в зависимости от их концентрации можно разделить на три группы.

Растворы с содержанием ДМФ от 5 до 15% В этих растворах внешний вид образцов практически не изменился, но отмечено постепенное снижение их прочности, которая через 10 мес составила 35—50% начальной. Более других снизили прочность образцы в растворе с исходной концентрацией 15% ДМФ. В этом же растворе максимально возросло содержание формиата кальция, в то время как ни в одной из проб цементного камня кристаллических новообразований обнаружено не было.

Таким образом, в растворах первой группы разрушение бетона имеет все признаки, характерные для коррозии II вида по классификации проф. Москвина, при которой продукты химического взаимодействия между агрессивным агентом и цементным камнем за счет высокой растворимости легко выносятся во внешнюю среду [2].

Растворы с содержанием ДМФ от 20 до 60% В первые 1—3 мес прочность образцов снижалась, затем отмечено временное упрочнение цементного камня, за которым следовало разрушение, сопровождавшееся образованием трещин. Наиболее интенсивно разрушались образцы в растворах 20—40%-ной концентрации ДМФ, в которых создаются благоприятные условия для образования крупных кристаллов формиата кальция. В изломах образцов удалось обнаружить кристаллы с размерами 0,8 мм и более. Очевидно, их рост в порах цементного камня вызывает значительные структурные напряжения, которые являются основной причиной

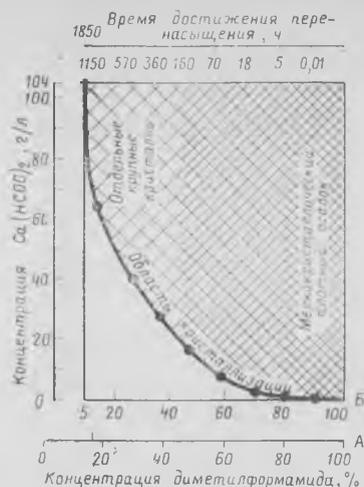


Рис. 2. Диаграмма фазовых превращений в системе $(CH_3)_2NCOH - Ca(OH)_2 - H_2O$
А — исходная концентрация ДМФ; Б — концентрация ДМФ в момент начала кристаллообразования

появления и развития глубоких трещин.

Несколько меньшей агрессивностью обладают растворы ДМФ с начальной концентрацией 50—60%. Период временного упрочнения в них цементного камня характеризуется сравнительно невысоким максимумом (105—110%). Скорость последующего разрушения образцов также невелика. К концу испытаний концентрация формиата кальция в агрессивных средах не превышала 1,5 г/л, а поровое пространство образцов по всему сечению было заполнено кристаллами размером 0,001—0,01 мм.

Очевидно, определяющими факторами разрушения бетона в растворах второй группы являются физико-химические превращения, характерные для коррозии III вида. Однако, в отличие от большинства агрессивных сред, коррозионная активность водных растворов ДМФ ослабевает с повышением их концентрации. Общим признаком растворов второй группы является свободное проникание агрессивной среды в толщу образцов в течение всего периода испытаний.

Растворы с содержанием ДМФ более 60% В начале испытаний прочность образцов снизилась на 5—15%, после чего оставалась неизменной. При этом в растворах с исходной концентрацией ДМФ более 80% формиат кальция практически отсутствовал, а кристаллические новообразования были обнаружены лишь в периферийных слоях толщиной не более 0,5 мм.

Исследование поверхности образцов под микроскопом показало, что стенки пор и капилляров покрыты плотным осадком, сформированным из мельчайших кристаллов формиата кальция,

размеры которых не удалось определить даже при увеличении в 3000 раз. Видимо, этот осадок является достаточным препятствием для диффузионного обмена между поровой жидкостью цементного камня и внешней агрессивной средой, и по мере его образования коррозия самопроизвольно затухает. Это подтверждается результатами химического анализа — гидролитическое разложение растворов 80 и 95%-ной концентрации полностью прекратилось соответственно через 240 и 48 ч с момента погружения образцов.

Для выбора целесообразных способов антикоррозионной защиты бетонных и железобетонных конструкций в растворах ДМФ испытаны наиболее распространенные лакокрасочные и мастичные полимерные материалы. Установлено, что большинство полимеров являются нестойкими в агрессивной среде. Перхлорвиниловые, полиуретановые, кремнийорганические, битумные, полиэфирные и хлоркаучуковые образцы, погруженные в 100, 60 и 20%-ные растворы ДМФ, полностью разрушились соответственно через 3—5, 12—15 и 25—40 сут после начала испытаний. Стойкими в растворах всех концентраций оказались антикоррозионные композиции на основе фенолформальдегидной смолы и жидкого стекла. В растворах низких и средних концентраций (до 60%) достаточной химической стойкостью обладают также эпоксидные шпатлевки и хлорсульфированный полиэтилен.

Выводы

Результаты исследований позволяют оценить диметилформамид как весьма агрессивную среду, механизм действия которой на бетон определяется совокупностью физико-химических процессов, характерных для коррозии II и III видов в соответствии с классификацией В. М. Москвина.

В зависимости от концентрации водных растворов диметилформамида степень их коррозионной активности может изменяться в широких пределах от слабой до очень сильной, при этом наивысшую агрессивность имеют растворы с содержанием ДМФ 25—35%.

Для защиты бетонных и железобетонных конструкций, подверженных действию диметилформамида, целесообразно использовать антикоррозионные материалы на основе жидкого стекла и фенолформальдегидной смолы.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Роговин З. А. Производство синтетических волокон. М., Химия, 1974.
2. Москвин В. М. Коррозия бетона М., Стройиздат, 1952.
3. Алексеев В. Н. Количественный анализ. М., Химия, 1972.

О роли ионного и солевого состава раствора при сульфатной коррозии бетона

Сульфаты присутствуют в большем или меньшем количестве во многих природных (грунтовых, речных, озерных, морских), а также в промышленных сточных водах. Растворы сульфатов вызывают коррозию бетонных и железобетонных конструкций, непосредственно соприкасающихся с ними.

В существующих нормах СССР, в частности СНиП II-28-73*, и некоторых зарубежных стран дается общая характеристика степени агрессивности различных сред, в том числе и растворов сульфатов, но без детальной оценки воздействия солей, присутствующих в растворах, поэтому важно рассмотреть сущность и скорость процессов коррозии в бетоне при меняющейся концентрации и ионном составе сульфатных растворов.

Разнообразие состава и свойств вод, взаимодействующих с поверхностью бетона, создает условия для развития не одного, а нескольких видов коррозии. Определение вида коррозии необходимо для выбора наиболее эффективных средств защиты бетона в данных условиях.

При нейтральной или близкой к нейтральной среде растворов сульфатов ($\text{pH} \approx 7$) в бетоне могут развиваться процессы коррозии I и III видов, при кислой реакции сульфатных растворов — II и III видов.

Если не рассматривать такие физические факторы коррозии, как скорость обмена внешней жидкой среды у поверхности бетона, а также роль температуры среды, то скорость коррозии в общем виде будет определяться скоростью диффузии агрессивных компонентов в зону реакции, отвода продуктов коррозии из зоны реакции и собственно скоростью химических реакций I, II, III видов.

Известно, что при коррозии I вида скорость растворения составных частей цементного камня определяется солевым составом воды, соприкасающейся с бетоном. Наличие в агрессивном растворе катиона Ca^{2+} или аниона OH^- понижает процесс коррозии I вида, замедляя растворимость гидроксида кальция, а присутствие других катионов и

анионов — ускоряет. Например, присутствие в растворе гипса (общий катион Ca^{2+}) или гидроксида натрия (общий катион OH^-) замедляет процесс коррозии — в первом случае примерно в 1,5 раза, а во втором еще более значительно. При концентрации NaOH около 20 г/л растворимость гидроксида кальция близка нулю, т.е. процесс коррозии I вида практически невозможен.

Присутствие в жидкой среде, соприкасающейся с бетоном, растворов солей, не имеющих одноименных ионов с гидроксидом кальция, повышает растворимость последнего и этим усиливает коррозию I вида. Так, при 2%-ной концентрации раствора Na_2SO_4 растворимость $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в системе $\text{Na}_2\text{SO}_4\text{—Ca}(\text{OH})_2\text{—H}_2\text{O}$ увеличивается по сравнению с растворимостью гидроксида кальция в воде с 1,2 до 3 г/л [1] и соответственно скорость выщелачивания гидроксида кальция возрастает

почти в 2 раза по сравнению со скоростью растворения $\text{Ca}(\text{OH})_2$ в воде. На рис. 1 приведена основная кинетическая характеристика процессов коррозии I и II видов, $\Sigma \text{PCaO} = f\sqrt{\tau}$ [2], позволяющая оценить коррозионную стойкость бетона в зависимости от концентрации и состава агрессивной среды. Процесс коррозии I вида протекает со сравнительно небольшой скоростью даже под влиянием факторов, увеличивающих растворимость гидроксида кальция.

Начиная с концентрации иона SO_4^{2-} около 26 мг/л, создаются условия, при которых возможно образование в твердой фазе гидросульфатоалюмината (эtringита) и вид коррозии постепенно с увеличением концентрации SO_4^{2-} будет переходить из I вида в III. При концентрации SO_4^{2-} свыше 300 мг/л коррозия количественно и качественно переходит в III вид. При достижении концентрации SO_4^{2-} свыше 1000 мг/л в твердую фазу переходит не только гидросульфатоалюминат кальция ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 30\text{H}_2\text{O}$), но и гипс ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), растворимость которого в присутствии гидроксида кальция снижается в воде с 1500 мг/л до 1000 мг/л, считая по иону SO_4^{2-} .

В зависимости от содержания алюминатов в цементе основным фактором деструктивных процессов бетона и при кристаллизации гипса в твердой фазе продуктов коррозии остается образование гидросульфатоалюмината кальция. Это положение отражено в нормах агрессивности (СНиП II-28-73*), в которых верхний предел содержания сульфатов при агрессивности жидкой среды по отношению к бетону нормальной плотности на несulfатостойких порландцементях с C_3A более 5% (ГОСТ 10.178—76) принимается равным 300 мг/л, а для сульфатостойких порландцементов (C_3A менее 5% ГОСТ 22266—76) 3000 мг/л.

Рассмотрим коррозионное действие на бетон растворов сульфатов вместе с ионом водорода, так как при гидролизе солей сульфатов их растворы имеют более или менее ярко выраженную кислую реакцию. Скорость процессов

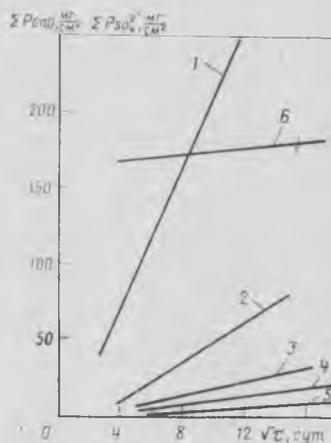


Рис. 1. Изменение скорости разрушения цементного камня во времени (цемент сульфатостойкий) при $\Sigma \text{PCaO} = f(\sqrt{\tau})$: 1 — 0,01 раствор H_2SO_4 , $\text{pH} = 2$, концентрация иона SO_4^{2-} — 480 мг/л; 2 — 0,001 н. раствор H_2SO_4 , $\text{pH} = 3$, концентрация иона SO_4^{2-} — 48 мг/л; 3 — 0,0001 н. раствор H_2SO_4 , $\text{pH} = 4$, концентрация иона SO_4^{2-} — 4,8 мг/л; 4 — раствор Na_2SO_4 с концентрацией иона SO_4^{2-} — 20 000 мг/л; 5 — кипяченая дистиллированная вода $\text{pH} = 7$; 6 — при $\Sigma \text{PSO}_4 = f\sqrt{\tau}$, раствор Na_2SO_4 с концентрацией иона SO_4^{2-} — 20 000 мг/л

коррозии бетона в кислых средах определяется величиной pH среды и при равных значениях этого показателя как в растворах серной кислоты, так и в растворах ее солей соизмерима при формировании на поверхности корродирующего бетона слоя продуктов коррозии аналогичного фазового состава.

Продукты коррозии — это в первую очередь гидрогели кремневой кислоты и гидроксидов железа и алюминия, а также кристаллы сульфата кальция, если в условиях воздействия сульфатного раствора на бетон концентрация сульфатов в жидкой среде превысит растворимость указанного соединения.

В растворах серной кислоты концентрации 0,001—0,05 н. слой продуктов коррозии состоит из геля гидроксидов кремнекислоты и железа, и скорость взаимодействия цементного камня увеличивается с ростом концентрации кислоты (рис. 2). В 0,1 н. растворе серной кислоты в гелевом слое продуктов коррозии кристаллизуется сульфат кальция, что уменьшает интенсивность диффузионного переноса кислоты и приводит к замедлению коррозионного процесса в целом. При этом скорость взаимодействия цементного камня в 0,1 н. растворе H_2SO_4 близка к скорости процесса коррозии в 0,01 н. растворе этой кислоты (см. рис. 2), т. е. при изменении концентрации кислоты в 10 раз скорость процесса почти не меняется.

Из рис. 1 видно, что скорость процессов коррозии II вида в растворе серной кислоты с pH не ниже 4 и скорость процессов коррозии I вида в дистиллированной кипяченой воде с $pH \approx 7$ и в растворе сульфата натрия с концентрацией иона $SO_4^{2-} = 20\ 000$ мг/л практически соизмеримы. При значениях $pH = 3$ и менее скорость развития процессов коррозии II вида значительно опережает скорость коррозии I вида.

Очевидно, при одинаковом составе продуктов коррозии и равных концентрациях сульфатов в растворах солей интенсивность коррозионного поражения будет тем больше, чем ниже значения pH раствора, содержащего ион SO_4^{2-} . Например, при концентрации иона SO_4^{2-} в растворе — 3000 мг/л величины pH растворов солей: $MgSO_4$ — 6,65; Na_2SO_4 — 6,2; $ZnSO_4$ — 5,75; $(NH_4)_2SO_4$ — 5,5; $CuSO_4$ — 4,55; $BeSO_4$ — 3,25; $Al_2(SO_4)_3$ — 2,45. Наибольшей степени разрушения будет подвергаться бетон в растворах сульфатов бериллия и алюминия с pH, равным 3,25 и 2,45. При этом интенсивность быстро идущих процессов коррозии II вида почти одина-



Рис. 2. Кинетическая зависимость $V = f(t)$ коррозии цементного камня в растворах серной кислоты различной концентрации
1 — 0,1 н.; 2 — 0,05 н.; 3 — 0,035 н.; 4 — 0,025 н.; 5 — 0,01 н.; 6 — 0,001 н.

кова как при 300, так и при 3000 мг/л иона SO_4^{2-} , так как концентрация ионов водорода в водном растворе гидролизующихся солей, образованных катионом слабого основания и анионом сильной кислоты, определяется преимущественно значением константы гидролиза соли.

Таким образом, при воздействии на бетон раствора солей сульфатов с pH менее 4 степень агрессивности среды следует нормировать прежде всего по показателю агрессивности коррозии II вида — pH среды, поэтому при оценке степени агрессивности среды, содержащей сульфаты, при pH среды менее 7 (особенно ≤ 4) не следует вводить поправочный коэффициент по содержанию иона SO_4^{2-} в растворах сульфатов металлов, как это предлагается в работе [3]. Бетон необходимо защищать от коррозии из-за интенсивного развития в кислых средах процес-

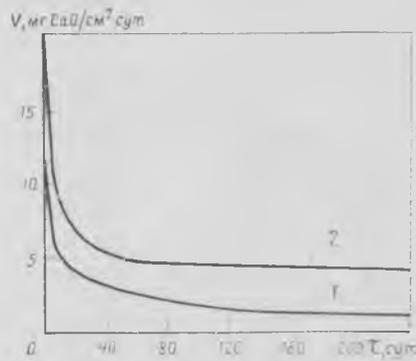


Рис. 3. Кинетическая зависимость $V = f(t)$ коррозии цементного камня в растворе серной кислоты концентрации 0,1 н.
1 — низкоалюминатного портландцемента, C_3A — 3,71%; 2 — высокоалюминатного портландцемента, C_3A — 14,7%

сов коррозии II вида, так как снижение концентрации сульфатов в таких растворах не может изменить общего характера разрушения бетона.

Содержание минерала C_3A цемента и в кислых сульфатных средах определяет скорость развития деструктивных процессов бетона. Известно, что гидросульфоалюминат кальция (эттрингит) нестойк в кислой pH среде [4].

Однако процесс нейтрализации кислой среды при взаимодействии ее с цементным камнем сопровождается резким изменением концентрации ионов водорода от $C_0 = \text{const}$ в кислом растворе до $C_0 = 0$ в зоне коррозии, в которой создаются условия для образования гидросульфоалюмината кальция, метастабильного в кислой среде.

Исследования, выполненные петрографическим и рентгенографическим методами, показали, что слой продуктов коррозии гидратированного минерала C_3A в 0,1 н. растворе H_2SO_4 ($pH = 1$, концентрация ионов $SO_4^{2-} = 4800$ мг/л) на внешней поверхности взаимодействия образца с кислотой представлен в основном кристаллами гипса. Следующий, глубже лежащий слой представлен крупными сферолитными образованиями из пластинчатых кристаллов моносульфоалюмината кальция, отдельными игольчатыми кристаллами эттрингита и незначительным количеством кристаллов $CaSO_4 \cdot 2H_2O$.

Исследования скорости коррозии цементного камня на низкоалюминатном и высокоалюминатном портландцементе (содержание C_3A соответственно 3,71 и 14,7%) показали, что скорость коррозии высокоалюминатного портландцемента в 0,1 н. растворе H_2SO_4 примерно в 2 раза выше низкоалюминатного (рис. 3). Следовательно, на скорость развития процесса влияет не только конечный фазовый состав продуктов коррозии, состоящий из кристаллов $CaSO_4 \cdot 2H_2O$, но и промежуточные соединения: гидросульфоалюминат и моносульфоалюминат кальция.

Интересно отметить характер влияния щелочей, образующихся в поровом пространстве цементного камня бетона при диффузии Na_2SO_4 в поровую структуру бетона. По исследованиям [5], концентрация в растворе щелочи (не выше 1,5 г/л) повышает растворимость алюминатов, незначительно снижая растворимость гидроксида кальция, и ускоряет образование гидросульфоалюмината кальция. Щелочи высокой концентрации подавляют растворимость гидроксида кальция и препятствуют образованию значительного количества гидросульфолюми-

ната кальция, т. е. эффект сульфатной формы коррозии уменьшается. В данных условиях присутствие щелочей повышает сульфатостойкость бетона даже при относительно высоком содержании алюмината в цементе.

Отсюда становится понятным влияние катиона в растворе сульфатов кальция и натрия, так как при одном и том же содержании аниона сульфата более агрессивны по отношению к бетону растворы сульфата кальция.

При оценке агрессивности растворов солей и назначении технически и экономически обоснованных мероприятий по борьбе с коррозией бетона следует учитывать роль не только ведущего фактора коррозии, но и комплекс химических и физических воздействий внешней агрессивной среды на бетон железобетонных конструкций. Этот принцип должен быть принят и при оценке степени агрессивности многокомпонентных сред.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Справочник по растворимости солевых систем. Т. II. Л., Госхимиздат, 1954.
2. Руководство по определению скорости коррозии цементного камня, раствора и бетона в жидких агрессивных средах. М., Стройиздат, 1975.
3. Тихомирова М. Ф. Агрессивность сульфатных растворов в зависимости от вида катиона. — Бетон и железобетон. 1982, № 3.
4. Ottmann J. Die Bedeutung der Wasserstoffkonzentration für die hydraulische Erhärtung von Braunkohlenaschen und Gips-schlackenzement. — Silikattechnik, 1951, № 2.
5. Москвин В. М., Рубецкая Т. В., Бубнова Л. С. Влияние едкого натра на коррозию бетона в сульфатных средах — В кн.: Защита от коррозии строительных конструкций и повышение их долговечности. М., Стройиздат, 1969.

УДК 691.32:678.664.026.2

С. И. МОРОЗ, А. Б. ВАЙНШТЕЙН, Я. Я. ЗИЦАН, кандидаты техн. наук (Рижский политехнический ин-т); А. Б. СОЛОДОВНИК, канд. техн. наук (ВНИИводполимер)

Эффективность пропитки бетонных изделий полиуретановым лаком

Цементный бетон недостаточно устойчив в различных жидких средах. В связи с этим широко применяют защитные покрытия и пропиточные системы, которые не только оказывают защитные действия, но и снижают пористость бетона, повышают его прочность [1].

Интересна пропитка бетона полиуретановыми системами на основе полимеров, которые отверждаются в результате взаимодействия с атмосферной влагой, а также с влагой, содержащейся в массе бетона.

Изучали эксплуатационные свойства бетона, пропитанного полиуретановым лаком УР-293 (содержание растворителя 29%), отвечающим требованиям ТУ 6-10-1462-74, разбавленным базовым растворителем Р-189 (ТУ 6-10-1508-75) до условной вязкости по ВЗ-4, равной 30 с. Исследования проводили на бетонных образцах в виде балочек размером 4×4×16 см, изготовленных согласно ГОСТ 310-60, и на бетонных трубах с внешним диаметром 290 мм и толщиной стенок 20 мм. Бетон имел следующий состав (в кг на 1 м³): цемент марки 400 — 270, песок — 680, щебень — 1250, вода — 215 при В/Ц = 0,75. Средний предел прочности при сжатии бетонных образцов составлял 1,9·10⁷ Н/м².

Пропитку образцов с предварительным вакуумированием, а также определение физико-механических характеристик осуществляли по методике [2, 3]. Пропитанные образцы отверждали при комнатной температуре в течение 72 ч, степень пропитки оценивали

по формуле: $\alpha = \left(\frac{m}{m_0} - 1 \right) 100\%$, где m и m_0 — масса пропитанного и исходного образцов соответственно.

Для определения глубины пропитки образцы разрезали на параллельные пластины, разрез фотографировали и с помощью интегратора определяли пропитанную площадь. Глубину пропитки выражали отношением l/L , где l — пропитанная площадь разреза; L — общая площадь разреза.

На рис. 1 представлена зависимость степени пропитки бетона от времени воздействия давления, представляющая собой монотонные кривые, переходящие в насыщение, уровень которого непосредственно зависит от прилагаемого давления. Воздух, содержащийся в порах бетона, затрудняет образование контакта в системе «лак — бетон». Кроме того, в условиях пропитки воздушные включения оказываются в состоянии всестороннего сжатия, что может нарушить целостность образовавшегося

внешнего неотвержденного покрытия на бетоне вследствие расширения газа.

Однако способ пропитки бетонных изделий, требующий применения предварительного вакуумирования, не всегда удобен. Так, при изготовлении труб, предназначенных для водоснабжения, целесообразнее пропитывать лишь внутреннюю поверхность изделий, что значительно экономит пропиточные составы.

Заполнение капиллярных каналов отвержденного бетона можно осуществлять силами, возникающими при вращении. Однако на вращающуюся трубу из-за центробежных сил действуют растягивающие напряжения σ_p . Их можно вычислить по уравнению:

$$\sigma_p = g R_{cp}^2 \omega^2,$$

где R_{cp} — средний радиус трубы; g — плотность бетона; ω — скорость вращения. Если учесть, что прочность используемого бетона на растяжение составляет примерно 13·10⁶ Н/м², то при скорости вращения 150 с⁻¹ должно произойти разрушение.

Можно также совместить действие центробежных усилий со статическим воздействием давления $P_{пр}$ на слой лака, распределенного по внутренней поверхности трубы, так как действие давления и центробежных усилий эквивалентны [3].

Наиболее ощутимо влияет на степень пропитки ее продолжительность. Это вполне естественно, поскольку с возрастанием длительности вращения осуществляется более полный контакт

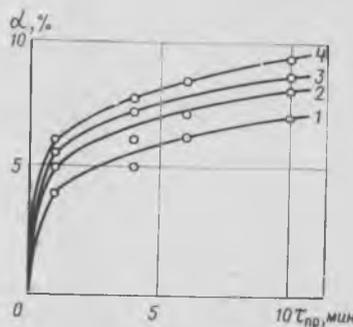


Рис. 1. Зависимость степени пропитки с предварительным вакуумированием образцов α от времени выдержки $\tau_{пр}$ под давлением: 1 — 10⁵ Па; 2 — 2·10⁵ Па; 3 — 4·10⁵ Па; 4 — 6·10⁵ Па

лака в порах бетона. Однако слишком большое увеличение не технологично.

Варьирование в широких пределах длительности и степени предварительного вакуумирования образцов, значений и продолжительности действия избыточного давления, содержания растворителя в лаке позволяет управлять прочностью бетона (рис. 2). Данные зависимости последних от α укладываются в узкую область, которую можно, с учетом погрешности, связанной с неоднородностью структуры образцов, представить линейной функцией:

$$\sigma_{н} = \sigma_{н}^0 + 0,01 \alpha;$$

$$\sigma_{с} = \sigma_{с}^0 + 0,91 \alpha,$$

где $\sigma_{н}$, $\sigma_{с}$ — прочность пропитанных образцов при изгибе и сжатии; $\sigma_{н}^0$, $\sigma_{с}^0$ — исходные значения прочности. В выражения не входят параметры, определяющие условия пропитки, поэтому при практической реализации процесса можно выбрать любое сочетание технологических параметров, обеспечивающее нужный уровень пропитки.

Обнаружено, что даже при малой степени пропитки заметно возрастают прочностные характеристики модифицированной бетонной трубы. При этом наблюдается корреляция между

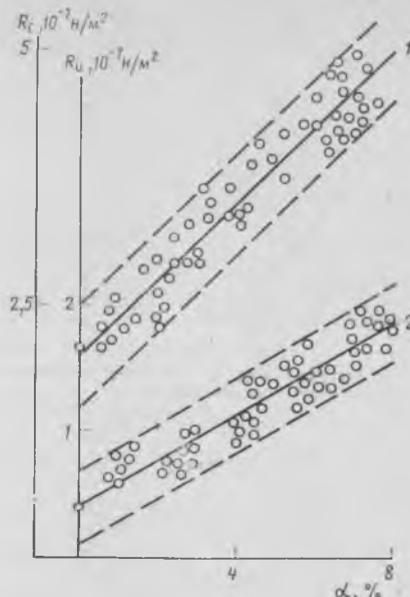


Рис. 2. Влияние степени пропитки α на прочность образцов при сжатии R_c (1) и изгибе R_n (2)

степенью пропитки и прочностью трубы под действием внутреннего и наружного давления. Одновременно установлена также корреляция между степенью и глубиной пропитки. Следовательно,

прирост прочности бетона определяется степенью заполнения лаком дефектов структуры.

Необходимо отметить, что образцы исходного бетона разрушались после 360 циклов замораживания и оттаивания, в то время, как на образцах, содержащих 6,5% отвержденного лака, после 480 циклов не обнаруживалось никаких признаков эрозии и изменения массы образцов. Это свидетельствует о высоких защитных свойствах пропитки, а также о том, что на модифицированный бетон можно перенести показатели стойкости свободных пленок к действию агрессивных сред [2].

Таким образом, пропитка бетонных изделий лаком УР-293 позволяет управлять его эксплуатационными свойствами и обеспечивать достаточно высокую стойкость изделий, изготовленных из бетонов низких марок.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баженов Ю. М. Модифицирование бетонов полимерами. — В кн.: Технология заводского домостроения. М., Стройиздат, 1972.
2. Мороз С. И., Якушин В. А., Зицан Я. Я. и др. Свойства бетона, пропитанного полиуретановым лаком. — В кн.: Модификация полимерных материалов. Рига, Рижский политехнический ин-т, 1981.
3. Мороз С. И., Зицан Я. Я., Рукшан В. Х. и др. Исследование процесса пропитки бетонных труб ротационным способом. — В кн.: Модификация полимерных материалов. Рига, Рижский политехнический ин-т, 1981.

УДК 624.012.45:620.197

С. Н. АЛЕКСЕЕВ, д-р техн. наук, проф.; Б. П. ГОРЯЧЕВ, Г. М. КРАСОВСКАЯ, Б. Н. МИЗЕРНЮК, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

Причины разрушения конструкций с термически упрочненной арматурой

Преднапряженные железобетонные конструкции, армированные высокопрочными сталями, находят широкое применение, в том числе при возведении объектов, эксплуатируемых в агрессивных условиях. Эффективным видом высокопрочной арматуры являются термически упрочненные стали классов Ат-V и Ат-VI.

Однако на применение этих сталей накладывается ряд ограничений, связанных с тем, что в термически упрочненных стержнях при совместном воздействии растягивающих напряжений и коррозионных сред могут развиваться поперечные трещины, при-

водящие к хрупкому разрушению. Подобные разрушения могут вызываться, в частности, хлоридами, в связи с чем действующие нормативные документы запрещают использовать хлористые соли в качестве добавок в бетон преднапряженных конструкций. Известны случаи обрушения таких конструкций вследствие коррозионного растрескивания арматуры из-за наличия хлоридов [1, 2].

В последние годы в НИИЖБ были исследованы причины нескольких аварий преднапряженных железобетонных конструкций. Было выявлено, что все они связаны с действием на ар-

матуру хлоридов, разными путями попадающих в бетон.

Практика показала, что запрещение использования хлоридов в виде добавок не исключает возможности их попадания в бетон. Так, в 1979 г. произошло обрушение подстропильной фермы ПФ-4КА, простоявшей два года после монтажа на строящемся корпусе промышленного предприятия. Оно повлекло за собой обрушение стропильных ферм и плит покрытия.

Обследование позволило установить, что разрушение началось с нижнего пояса фермы, армированного 16 стерж-

ниями диаметром 18 мм (рис. 1). Рабочая арматура имела хрупкие разрывы и коррозионные повреждения, отдельные язвы достигали глубины 3—4 мм (рис. 2). Большинство разрывов было покрыто застаревшей поверхностной ржавчиной. Это дает основание считать, что они образовались значительно раньше, чем наступил момент разрушения фермы; лишь часть разрывов была свежей. Поверхность обрыва двух стержней в приопорных сечениях оказалась покрытой пленкой цементного камня, значит их разрушение произошло при изготовлении фермы. Отдельные стержни имели хрупкие разрывы в нескольких местах по длине. Обрывы стержней в основном совпадали с участками местного поверхностного или язвенного коррозионного поражения. Почти все стержни нижнего пояса имели очаги коррозионных поражений, чередующиеся с участками чистого металла.

Обследование установило также, что нагрузки на ферму не превышали расчетных, прочность бетона (40—42 МПа) была не ниже проектной. Механические испытания и данные сертификата показали, что конструкция армирована термически упрочненной арматурой класса Ат-V марки 35ГС. Испытаниями на растяжение 24 образцов арматуры было установлено, что все образцы (в том числе с коррозионными поражениями) разрушались пластично с шейкой. Образцы имели значительный разброс прочности σ_b (от 1010 до 1300 МПа), что соответствует данным сертификата (от 104 до 132 кгс/мм²) и свидетельствует о нестабильности этой

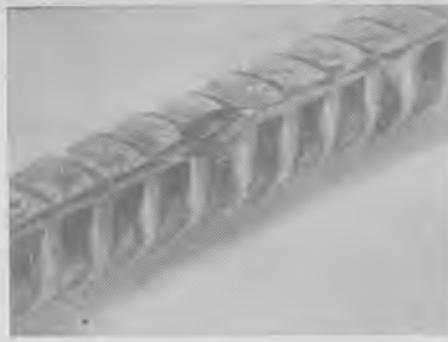


Рис. 2. Внешний вид арматурного стержня с коррозионными поражениями

характеристики арматуры уже в состоянии поставки.

По прочностным свойствам (σ_b и $\sigma_{0,2}$) 22 образца соответствовали классу Ат-V, а 2 образца с шейкой, образовавшейся на участке язвенного поражения, показали снижение σ_b до 950 и 970 МПа. Характеристики пластических свойств арматуры δ_5 , в том числе на образцах с коррозионными поражениями, отвечали требованиям ГОСТ 10884—71. Образцы без следов коррозии имели $\delta_p = 2\%$, а с коррозионными поражениями $\delta_p = 0,6...0,8\%$. Таким образом, обрушение фермы не было вызвано изменением прочностных характеристик арматурной стали. Хрупкий характер разрушения стержней и значительные поражения отдельных участков их поверхности в ферме позволили предположить, что обрывы вызваны коррозионным растрескиванием.

В связи с этим были проведены испытания образцов арматуры на склон-

ность к коррозионному растрескиванию и выполнены химические анализы бетона. Испытали 6 образцов: из них три с язвами глубиной до 3 мм и три без коррозионных поражений. Испытания проводили в растворе состава: 600 м.ч. азотнокислого кальция, 50 м.ч. азотнокислого аммония, 350 м.ч. воды при температуре 98—100°C. Напряжение в образцах создавалось изгибом и составляло в растянутом волокне $\approx 0,7\sigma_b$.

О склонности к растрескиванию судили по времени до разрушения. Образцы без коррозии разрушались через 8 ч, 8 ч, 7 ч 40 мин; а с коррозионными поражениями — через 3 ч 45 мин; 5 ч, 5 ч 30 мин. Все они разрушались хрупко, по длине стержня видны многочисленные трещины.

Чтобы исключить возможность влияния каких-либо дефектов, была проведена специальная серия испытаний. Из двух различных стержней без коррозионных поражений было отобрано по одному, которые подвергались растяжению до напряжения $0,9\sigma_b$ кратковременной выдержкой, а затем коррозионным испытаниям при напряжении $0,7\sigma_b$. Время до разрушения составило 8 ч и 8 ч 15 мин, т.е. стойкость образцов не отличалась от стойкости остальных стержней, которые не имели видимых коррозионных поражений.

Полученные данные свидетельствуют о том, что арматура класса Ат-V марки 35ГС проявляет склонность к коррозионному растрескиванию, и по этому показателю не отличается от серийно выпускаемой арматуры этого класса и марки стали. Характер коррозионных поражений поверхности стержней типичен для хлоридной коррозии. Присутствие хлоридов в бетоне подтвердили химические анализы. Было установлено, что в растворной части бетона в зоне сильных коррозионных поражений арматуры содержится до 0,5% Cl^- , что при соотношении цемент: песок — 1:2 соответствует 1,5% Cl^- массы цемента.

Химические анализы 50 проб показали, что бетон различных напряженных конструкций, одновременно изготовленных на заводе, содержит неравномерно распределенные по объему хлориды в количестве от 0,01 до 1,31% массы растворной части.

В 1980 г. в строящемся здании лабораторного корпуса имело место обрушение трех многопустотных плит перекрытия типа ПТК-57-16, армированных 4 стержнями диаметром 14 мм — термически упрочненной сталью класса Ат-V. На отдельных



Рис. 1. Характер разрушения арматуры в нижнем поясе подстропильной фермы

участках поверхности извлеченных из бетона стержней имелись следы общей и язвенной коррозии. Стержни имели хрупкие разрушения в двух и более сечениях на расстоянии 30—150 см одно от другого. Осмотр сечений показал, что в большинстве случаев развитие трещин имело односторонний характер, однако некоторые обрывы произошли из-за кольцевых трещин с глубиной распространения 3—4 мм.

Проведенные, в соответствии с ГОСТ 12004—66, испытания на растяжение отобранных из плит образцов арматуры с коррозионными поражениями и без них показали, что прочностные свойства образцов отвечали требованиям ГОСТ 10884—71, предъявляемым к стали класса Ат-V. Характеристики δ_5 и $\delta_{равн}$ отвечали требованиям ГОСТ 10884—71 только для образцов без коррозионных поражений; у образцов с язвами δ_5 снизилось более чем на 40%, а $\delta_{равн}$ — на 50%. Химический анализ позволил установить, что арматура изготовлена из стали марки 18ХГ, обычно не применяемой в качестве термически упрочненной. Ускоренное испытание в нитратах показало, что данная сталь склонна к раннему появлению коррозионных трещин. Время до разрушения образцов составило от 20 до 60 ч и мало зависело от величины приложенного напряжения (в пределах 80—30 кгс/мм²).

Образцы с коррозионными поражениями показали снижение стойкости до 15 ч. Полученные данные свидетельствуют о возможности коррозионного растрескивания термически упрочненной арматуры из стали марки 18ХГ в присутствии агрессивных агентов. Химический анализ показал наличие в бетоне неравномерно распределенных хлоридов, содержание которых составляло от 0,11 до 1,26% массы растворной части (или от 0,4 до 5% массы цемента).

В августе 1981 г. произошло обрушение двух многопустотных плит в покрытии действующей столовой. В 1980 г. обрушилась комплексная плита Пат-IV 3×6 -4 покрытия корпуса автоагрегатного завода. Обследование той же партии плит в покрытии мясокомбината позволило установить, что в 10 из них (из общего числа 136) имеются обрывы рабочей арматуры ребер.

Поступают сигналы об обнаружении солей в бетоне обычных конструкций, армированных сталями класса А-II и А-III, что является следствием загрязнения заполнителей и цемента. Арматура этих классов не склонна к кор-

розионному растрескиванию, поэтому случаев внезапного обрушения железобетонных конструкций не наблюдалось. В этих конструкциях коррозия приводит лишь к появлению ржавых пятен на поверхности, трещин вдоль арматуры и откалыванию защитного слоя. Ремонт и усиление конструкций возможны, но малоэффективны, так как не гарантируют прекращения процесса коррозии арматуры ввиду трудности выявления всех очагов локального загрязнения бетона.

Во всех описанных случаях обрушения в бетоне конструкций содержались хлориды, неравномерно распределенные по объему. Они были внесены при перевозке заполнителей железнодорожным и водным транспортом. Транспортные средства загружают, не очистив их предварительно от остатков перевезенных ранее в насыпном виде солей или других химикатов. По инструкции МПС, зачистку транспортных средств рекомендуется производить силами организации-отправителя. Видимо, настало время пересмотреть эту инструкцию, предусмотрев меры, гарантирующие качество очистки транспортных средств, особенно в местах перегрузки.

Хлориды также могут попасть в бетон при применении поваренной соли для удаления наледи с конструкций. Известны случаи обрушения по этой причине преднапряженных плит покрытия вследствие коррозионного растрескивания арматуры. В нормативных документах, регламентирующих правила производства работ, должны быть сделаны соответствующие разъяснения.

Рассмотрение обстоятельств аварий преднапряженных железобетонных конструкций показывает, что они произошли при одновременном действии двух факторов. Бетон содержал неравномерно распределенные по объему хлориды, внесенные при транспортировке заполнителей, а также при применении соли для удаления наледи. Армирование выполнялось из арматуры классов Ат-V, Ат-VI, марок сталей, проявляющих высокую склонность к коррозионному растрескиванию и не рекомендуемых для термического упрочнения.

Некоторые практические выводы из этих аварий уже сделаны. В новую редакцию ГОСТ 10884—81 «Сталь стержневая арматурная термомеханически и термически упрочненная» внесены требования по маркам стали в зависимости от класса арматуры. По требованию потребителя возможна поставка арматурной стали, стойкой против коррозионного растрескивания.

Случаи разрушения преднапряженных железобетонных конструкций с арматурой классов Ат-V и Ат-VI из марок сталей, включенных в ГОСТ 10884—81, не известны. Необходимо выполнить комплекс мероприятий, исключающих хлоридное загрязнение составляющих бетона при транспортировании и использование солей для удаления наледи с конструкций. По-видимому, целесообразно, как это сделано в нормах некоторых стран, ввести ограничения по содержанию хлоридов в цементе и заполнителях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеев С. Н., Красовская Г. М. Особенности коррозионного поведения арматурных сталей. — Бетон и железобетон, 1978, № 9.
2. Cases of damage due to corrosion of prestressing steel. Netherland, 1971.

На ВДНХ СССР

Легкие и ячеистые бетоны в условиях агрессивных сред

Бетоны на пористых заполнителях по своим свойствам относятся к одним из наиболее перспективных строительных материалов. Применение конструкций из них позволяет значительно снизить материалоемкость, сократить общую массу зданий и сооружений, уменьшить трудозатраты на их возведение и вместе с тем обеспечить капитальность и долговечность зданий.

Проведенные НИИЖБ исследования в области повышения долговечности конструкций из легких и ячеистых бетонов позволили достаточно расширить возможности применения этих материалов в агрессивных средах. Это нашло свое отражение в главе СНиП II-28-73 «Защита строительных конструкций от коррозии», где сформулированы основные требования к проектированию конструкций для промышленных, сельскохозяйственных и других зданий, подвергающихся воздействию различных агрессивных сред. Показана возможность применения конструктивных бетонов для несущих конструкций, а также конструктивно-теплоизоляционных бетонов для армированных ограждающих конструкций.

Повышение коррозионной стойкости конструкций из бетонов на пористых заполнителях достигается за счет конструктивных решений, повышения плотности бетона путем подбора его состава, введения уплотняющих и ингибирующих химических добавок, нанесения специальных лакокрасочных покрытий, а также химически стойких металлизационных покрытий, а для конструкций из ячеистых бетонов — обмазочных слоев на арматуру.

Трещиностойкость железобетонных балок с армированным полимерным покрытием

Полимерные покрытия положительно влияют на прочность и деформативность бетона и железобетона [1]. Исследованиями установлено, что повышение трещиностойкости бетона под полимерным покрытием происходит в результате увеличения прочности бетона на растяжение при диффузии полимера в поры бетона и включения покрытия в работу на растяжение, а также снижения начальных усадочных напряжений при изоляции пленкой, препятствующей неравномерному высыханию бетона.

Кроме того, наблюдается повышение растяжимости бетона под покрытием, причем с увеличением жесткости покрытия растут и предельные деформации растяжения. Для балок с полимерными покрытиями из эпоксидной смолы, армированной стеклотканью, предельные деформации растяжения оказались в 3—6 раз больше, чем контрольных балок.

В МИИТ изучили трещиностойкость железобетонных балок с полимерным покрытием из армированных мастик на основе модифицированных эпоксидных смол, обладающих более высокой прочностью и модулем упругости. В состав мастик вводили фурфуролацетон ФА и дициклокарбонат (модификаторы), каучук (пластификатор) и кварцевую муку; содержание эпоксидной смолы составляло 28—30% массы мастики.

Для армирования использовали один-два слоя стеклосеток, металлические сетки, минеральные волокна, арматурные стержни и проволоку. Прочность мастик на растяжение — 10—14 МПа, адгезия к бетону выше прочности бетона на растяжение, а прочность на растяжение армированной мастики — 66—110 МПа, модуль упругости соответственно составил $3—5 \cdot 10^3$ и $1,5—3 \cdot 10^4$ МПа.

Железобетонные балки размером $105 \times 20 \times 10$ см изготавливали из тяжелого бетона марок М350—М400; продольная рабочая арматура — $2\phi 10A-III$ и $2\phi 12A-III$.

Армированное полимерное покрытие образовывалось в сериях I и V только на нижних гранях балки, в остальных — на нижней и боковых гранях на

0,25—0,5 высоты балки.

Для оценки трещиностойкости балок измеряли деформации бетона и полимерного покрытия в растянутых волокнах. Тензорезисторы с базой 50 мм полностью перекрывали зону чистого изгиба. В балках серий I и V боковые поверхности были открыты и за образованием трещин наблюдали с помощью лупы Бринеля.

Процесс нарастания деформаций в растянутом бетоне в экспериментальных и контрольных балках существенно различен. В контрольной балке после образования первой трещины резко возрастает показание тензорезистора на участке с трещиной, прекращается рост деформаций на соседних участках, менее интенсивно происходит их возрастание на других участках зоны чистого изгиба. При увеличении нагрузки по мере образования других трещин на участках с трещинами значительно возрастают показания приборов. Значения коэффициента вариаций показаний тензорезисторов до образования трещин ($2P = 15$ кН) составило 0,152—0,165; после образования трещин — 0,668—0,74.

В балке серии IV с полимерным покрытием из мастики, армированной двумя слоями стеклосетки, нарастание деформаций в бетоне растянутой зоны идет непрерывно на всей длине зоны чистого изгиба, а разброс значений показаний приборов значительно меньше, чем в контрольных балках — до нагрузки $2P \leq 20$ кН коэффициент вариаций — 0,149—0,176; далее 0,282—0,486.

Образование первой трещины в бетоне зафиксировано при нагрузке $2P = 70$ кН. Трещина в полимерном покрытии возникла над трещиной в бетоне при $2P = 100$ кН, других трещин в полимерном покрытии не обнаружено вплоть до разрушения балки при $2P = 117$ кН. После испытания полимерное покрытие сняли с поверхности балки, других трещин в бетоне не было.

В балках серии V с полимерным покрытием из мастики, армированной $2\phi 6A-I$, нарастание деформаций в бетоне растянутой зоны происходило непрерывно, разброс значений показаний приборов меньше, чем в балках

серии IV. Коэффициент вариаций при $2P \leq 20$ кН — 0,156...0,164; далее 0,292—0,324.

За образованием трещин наблюдали визуально, поскольку боковые поверхности балок были открыты. Первую видимую трещину обнаружили при нагрузке $2P = 90$ кН, две другие ($a_T = 0,05...0,1$ мм) возникли в интервале загрузки $2P = 100...110$ кН, последняя трещина появилась в интервале загрузки $2P = 110...120$ кН. Разрушение произошло при нагрузке $2P = 137$ кН.

В балках серий IV и V адгезионная связь полимерного покрытия с поверхностью балки не нарушалась вплоть до исчерпания несущей способности. Полученные опытные данные по показаниям тензорезисторов и визуальным наблюдениям позволяют предположить развитие значительных пластических деформаций в растянутом бетоне [2]. Условием для получения этого эффекта является связь бетона с упругой подложкой, воспринимающей значительную долю усилия в сечении (в экспериментальных балках продольная арматура и полимерное армированное покрытие).

Переломы на графиках нарастания деформаций возникли не в результате трещинообразования, а благодаря нарастанию пластических деформаций в бетоне [2]. Момент образования трещин в бетоне по данным опытов в балках с армированным покрытием оказался в 4—5 раз больше, чем в контрольных, а момент трещинообразования в полимерном покрытии в 1,2—3 раза выше, чем в бетоне. Момент трещинообразования, вычисленный по формулам СНиП II-21-75 с учетом сопротивления покрытия, значительно отличается от опытных данных.

Полимерные покрытия на основе мастик из модифицированных эпоксидных смол, армированных стеклосетками, металлическими сетками и стержнями, способствуют развитию значительных пластических деформаций в растянутом бетоне, в результате чего повышается трещиностойкость железобетонных балок и полимерных покрытий.

Рассмотренные комбинированные конструкции могут найти широкое применение для реконструкции и восстановления несущих железобетонных элементов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Красовская Т. А. Экспериментальное исследование прочности и деформативности бетона с полимерными покрытиями. В сб. трудов МИИТ, вып. 666, 1980.
2. Михайлов В. В. Предварительно-напряженные железобетонные конструкции. М., Стройиздат, 1978.

Исследование стойкости бетона ударного формования

Нами изучалась сульфатостойкость бетона, уплотненного на установке ударного действия, и его защитные свойства по отношению к стальной арматуре—диффузионная проницаемость углекислого газа и хлорид-ионов.

Для исследований использовали бетонную смесь следующего состава, кг/м³: портландцемент—390, песок кварцевый—413, щебень гранитный—1200, вода—200. Образцы уплотняли на установке ударного действия с частотой 300 уд/мин при амплитуде 3 мм и на обычной виброплощадке с частотой 2800 кол/мин и амплитудой 0,35 мм.

Происходящие в бетоне под воздействием сульфатсодержащей жидкой среды деструктивные процессы исследовали с помощью ультразвукового импульсного метода.

Образцы испытывали в 10%-ном растворе (NH₄)₂SO₄ при постоянном и переменном увлажнении (8 ч увлажнение +16 ч сушка при температуре 60±5°C). Испытания показали, что в начальный период для бетонов характерно повышение плотности, обусловленное коьматацией пор продуктами реакции. Причем в бетоне, приготовленном на виброплощадке, относитель-

ное упрочнение происходило в большей степени (на 5—6%), чем в уплотненном на установке ударного действия. Максимум плотности в бетонах наблюдался через 30 сут при постоянном хранении образцов в растворе и через 60—70 сут—при переменном, затем происходил резкий спад скорости прохождения ультразвукового импульса, характеризующий начало деструктивных процессов. В бетоне, уплотненном на ударной установке, через 100 сут относительное снижение скорости ультразвука составило 2—3%, а в обычном бетоне—5—7%. При этом прочность при изгибе уменьшилась на 6 и 13% соответственно по сравнению с контрольными образцами, хранившимися в воде.

По методике* определяли эффективный коэффициент диффузии CO₂. Оказалось, что эта величина составляет 0,2·10⁻⁴ см²/с для уплотненного на установке ударного действия и 0,3×10⁻⁴ см²/с—для обычного бетона.

Применительно к железобетонным

* Руководство по определению диффузионной проницаемости бетона для углекислого газа, НИИЖБ. М., 1974.

конструкциям, эксплуатируемым в газовой среде животноводческих зданий с концентрацией CO₂, равной 0,3% объема, длительность защитного действия по отношению к арматуре слоя бетона толщиной 20 мм составит 50 и 40 лет.

Эффективный коэффициент диффузии хлорид-ионов (D') в бетоне определяли методом электропроводности на специально подготовленных образцах, насыщенных агрессивной жидкостью. Результаты показали, что для бетона, уплотненного на установке ударного действия, $D_1 = 1,41 \cdot 10^{-8}$ см²/с, а для обычного— $D_2 = 1,69 \cdot 10^{-8}$ см²/с.

Учитывая, что проникание Cl⁻ к поверхности стали на глубину бетона X за определенное время τ описывается зависимостью $X = f(\sqrt{D'\tau})$, свойственной процессам диффузии веществ с внутренней массопередачей, потеря защитных свойств в исследуемом бетоне по отношению к арматуре при прочих равных условиях произойдет в 1,2 раза позже, чем в уплотненном обычным способом. Обнаруженный эффект объясняется повышением плотности бетона, что приводит к сокращению поверхности контакта цементного камня с агрессивными веществами.

Таким образом, можно полагать, что при воздействии рассмотренных агрессивных сред железобетонные конструкции, приготовленные на установках ударного действия, в 1,2—1,3 раза долговечнее аналогичных конструкций, изготовленных по обычной технологии.

Экономическая эффективность защиты конструкций от коррозии

Ежегодно на изготовление строительных конструкций и возведение зданий и сооружений в СССР расходуется более 20 млн. т стали, из которых около 8 млн. т—на стальные конструкции и более 12 млн. т—на железобетонные. Общий ущерб от коррозии конструкций составляет более 2,5 млрд. р. в год.

Эффективность внедрения конструктивных и технологических решений, обеспечивающих требуемую долговеч-

ность конструкций в агрессивных средах, оценивается по приведенным затратам. Разработанная НИИЖБ методика определения экономической эффективности предусматривает сравнение показателей совокупных капитальных вложений и эксплуатационных расходов по вариантам защиты, приведенных к годовой размерности с учетом фактора времени [1]. При этом учитывается функциональное назначение зданий и сооружений, которые

должны обеспечивать нормальную эксплуатацию машин и оборудования в течение длительного срока и благоприятные условия среды для работающих.

Применительно к строительным конструкциям (в том числе железобетонным) предусматривается определение и сравнение приведенных затрат по вариантам защиты с учетом расходов на изготовление конструкций, их защиту от коррозии, возведение зданий и сооружений, а также затрат по последую-

шей их эксплуатации в течение нормативного срока службы:

$$\mathcal{E} = [(Z_{н1} + Z_{з1}) - (Z_{н2} + Z_{з2})] A_2, \quad (1)$$

где $Z_{н1}$ и $Z_{н2}$ — приведенные затраты до начала эксплуатации зданий и сооружений по сравниваемым вариантам защиты; $Z_{з1}$ и $Z_{з2}$ — то же, в процессе эксплуатации зданий или сооружений; A_2 — объем внедрения предлагаемого (проектируемого) варианта противокоррозионной защиты.

За исходный вариант защиты принимается проектное решение, разработанное по действующим нормативно-инструктивным документам в области защиты от коррозии в строительстве. Различия, вытекающие из одновременности рассматриваемых в формуле (1) затрат, и приведения этих затрат к началу эксплуатации зданий или сооружений учитываются коэффициентом приведения:

$$\alpha_t = (1 + E)^t, \quad (2)$$

где E — норматив приведения разновременных затрат (0,10); t — время между моментом осуществления затрат и началом первого года эксплуатации.

Затраты до начала эксплуатации умножаются на коэффициент α_t , а эксплуатационные затраты делятся на соответствующий коэффициент α_t . В составе эксплуатационных затрат учитывается стоимость проведения капитальных и текущих ремонтов, возобновления защиты от коррозии, а также возможных потерь при ремонте строительных конструкций.

Приведенные затраты до начала эксплуатации зданий и сооружений определяются по формуле

$$Z_{н} = \left[\sum_1^n Z_{м(с)} + Z_{д} \right] \alpha_t, \quad (3)$$

где $Z_{м(с)}$ — капитальные вложения в сопряженные отрасли, изготовляющие и поставляющие материалы и изделия, используемые при возведении зданий и сооружений и защите от коррозии; n — число материалов и изделий, отличающихся в сравниваемых вариантах; $Z_{д}$ — приведенные затраты на возведение сравниваемых конструкций и их защиту от коррозии.

Приведенные затраты в процессе эксплуатации за весь срок службы зданий и сооружений определяются по формуле

$$Z_3 = \sum_1^{\gamma_{к.р}-1} \frac{C_{к.р}}{\alpha_t} + \sum_1^{\gamma_{з.к}-1} \frac{C_{з.к}}{\alpha_t} + \sum_1^{T_c} \frac{C_{т.р}}{\alpha_t} + \sum_1^{\gamma-1} \frac{C_{п.к}}{\alpha_t}, \quad (4)$$

где $C_{к.р}$ — затраты на один капитальный ремонт строительных конструкций; $C_{з.к}$ — затраты на восстановление защиты конструкций от коррозии; $C_{т.р}$ — затраты на среднегодовой текущий ремонт конструкций; $C_{п.к}$ — потери от коррозии строительных конструкций при эксплуатации зданий и сооружений; t — время между моментом производства затрат и началом первого года эксплуатации зданий или сооружений; $(\gamma_{к.р}-1)$ — число капитальных ремонтов строительных конструкций; $(\gamma_{з.к}-1)$ — количество восстановленной защиты от коррозии в период T_c ; T_c — нормативный срок службы здания или сооружения.

В необходимых случаях учитываются капитальные вложения в оборудование для специальных видов защиты (например, электрохимической), а также ежегодные затраты на техническое содержание зданий (например, вентиляция, удаление агрессивных жидкостей).

Значения $\gamma-1$ и $\frac{1}{\alpha_t}$ в последнем члене формулы (4) принимаются в зависимости от годов производства ремонтов конструкций или восстановления защиты от коррозии.

Потери от коррозии строительных конструкций $C_{п.к}$ в процессе их эксплуатации разделяются на прямые и косвенные. К прямым потерям относятся стоимость прокорродировавших конструкций и их элементов, которые заменяются при ремонте или из-за полного их износа и ликвидации до истечения срока амортизации.

К косвенным потерям относятся потери и убытки, связанные с простоем основного технологического оборудования и машин во время ремонтов строительных конструкций, снижением объема или ухудшением качества выпускаемой продукции, а также потери продукции и материалов при повреждении коррозией элементов зданий и сооружений.

Если при ремонте конструкций или восстановлении их антикоррозионной защиты возможен простой размещенных в зданиях машин и оборудования, то при оценке научных и предварительных проектных разработок косвенные потери рекомендуется определять по формуле

$$C_{п.к} = C_{п.о} = E_n K_{об} t_{п.об}, \quad (5)$$

где E_n — коэффициент эффективности капитальных вложений (0,15); $K_{об}$ — проектная стоимость технологического оборудования и машин, простаивавших в связи с ремонтом конструкций, $t_{п.об}$ — время простоя оборудования и машин.

При определении потерь от коррозии на стадии проектирования, расширения и реконструкции действующих предприятий возможные прямые и косвенные потери определяются по данным бухгалтерского учета и статистической отчетности.

Специфика учета потерь от коррозии и применяемых средств антикоррозионной защиты в строительстве отражена в разработанных НИИЖБ документах [2, 3].

Экономическая эффективность антикоррозионной защиты достигается главным образом повышением коррозионной стойкости материалов и долговечности конструкций.

Эффективность защиты лакокрасочными покрытиями металлических конструкций составляет 2—5 р., а железобетонных от 2,5 до 10 р. на 1 м² поверхности. Для защиты изгибаемых железобетонных конструкций особенно целесообразны трещиностойкие покрытия на основе хлорсульфированного полиэтилена (ХСПЭ). Так, при защите такими покрытиями железобетонных ферм экономический эффект составляет 6,9, а ребристых плит покрытий — 2,83 р. на 1 м² поверхности.

Для более надежной защиты конструкций в сильноагрессивной среде применяют пленочные термопластичные, плиточные, а также полимерные материалы. Например, устройство наливных эпоксидно-каучуковых покрытий бетонных полов вместо оклеечной гидроизоляции с кислотоупорными плитками позволяет снизить трудозатраты в 5 раз и дает экономический эффект 10 р. на 1 м² пола.

Проведение антикоррозионных работ и восстановление защиты от коррозии отличается большой трудоемкостью и недостаточной степенью механизации, поэтому наиболее перспективно применение в строительстве коррозионно-стойких конструкционных материалов, ингибиторов, химических добавок, металлических покрытий и других средств, не требующих возобновления защиты в процессе эксплуатации, но обеспечивающих необходимую долговечность строительных конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по определению экономической эффективности повышения качества и долговечности строительных конструкций. М., Стройиздат, 1981.
2. Временная инструкция по учету и отчетности о потерях от коррозии и применяемых средствах противокоррозионной защиты на предприятиях и в строительных организациях Минпромстроя СССР. М., 1979.
3. Временная инструкция о порядке ведения первичного учета потерь от коррозии металла и объеме применяемых средств противокоррозионной защиты на предприятиях и в строительных организациях Минтяжстроя СССР (ВСН 67-234-80).

Экономия ресурсов

В этом году исполнилось 75 лет доктору технических наук, профессору, заслуженному изобретателю РСФСР, сотруднику института ЦНИИОМТП Николаю Евлампиевичу Носенко. Поздравляя юбиляра, редколлегия и редакция желают ему творческой активности, успехов и здоровья.

Н. Е. НОСЕНКО, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИОМТП)

Снижение энергетических затрат при производстве арматурных работ

При производстве арматурных работ расходуется большое количество электроэнергии на такие технологические процессы, как размотка, правка и резка стали в мотках, стыковая сварка и резка прутковой стали, гибка и сварка стержней и сеток, сварка закладных деталей, монтажная сварка выпусков и стыков арматуры и закладных деталей.

Ниже приведен краткий анализ состояния оборудования для выполнения этих процессов и описаны мероприятия, позволяющие снизить энергетические затраты на их выполнение.

Правка и резка стали в мотках. Из заготовительного оборудования наибольшую установленную мощность (до 30 кВт) имеют правильно-отрезные автоматы. Выпуск мощных правильно-отрезных станков и объем перерабатываемой на них стали со временем будет увеличиваться исходя из мощностей металлургической промышленности и нужд потребителей (повышение производительности прокатных станков, уменьшение отходов при переработке), диаметр поставляемой в мотках арматурной стали увеличится до 12—14 мм.

Для повышения производительности скорость правки также постепенно будет увеличиваться до 150—200 м/мин, что приведет к дальнейшему увеличению мощности привода. На современных зарубежных станках она достигает уже 50 кВт. Несколько лет назад из-за неточной резки по длине узлы правильно-отрезных автоматов СМ-759 и СМЖ-142 начали заменять пневмоприводом. Одновременно были созданы другие механизмы и оборудование с пневмоприводом — станки для гибки стержней и сеток, гильотинные ножницы для резки сеток, пакетировщики сеток и др., в связи с чем расход сжатого воздуха в арматурных цехах заметно увеличился.

Поскольку в связи с низким КПД компрессоров сжатый воздух является

наиболее дорогим энергоносителем (стоимость 1 м³ составляет 0,5 к.), следует пересмотреть вопросы широкого применения пневмопривода для заготовительного оборудования.

Заготовка арматурных стержней из прутков. Раскрой прутковой стали диаметром до 40 мм рационально осуществляется на различных механизированных установках, оснащенных приводными роликовыми столами и ножницами, причем отходы не превышают 1%. Отходы могут быть использованы для изготовления закладных деталей и других целей. Для раскроя прутковой стали помимо ножниц С-370 и др. целесообразно применять ножницы Н-2228 Азовского завода КПО Минстанкопрома, которые оснащаются приводными роликовыми столами и автоматикой управления. Сейчас на этом заводе разрабатывается специальная автоматизированная установка, производительность которой составляет около 50—80 т в смену.

В настоящее время стыковая сварка и безотходная резка стали осуществляются на ряде предприятий независимо от длины ее при поставке и требуемой длины стержней. В этом нет необходимости, так как стыковая сварка является весьма энергоемким и

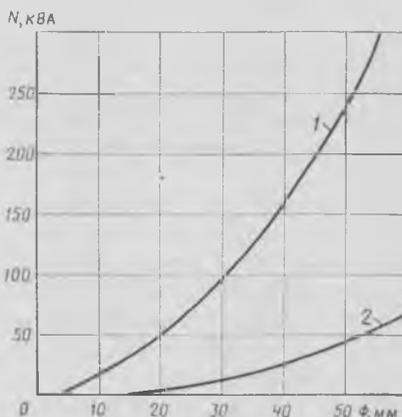


Рис. 1. Потребляемая мощность при сварке

1 — электрической контактной; 2 — трением

трудоемким процессом. На сварку одного стыка диаметром 10—25 мм расходуется 0,012—0,0196 кВт·ч электроэнергии, а стыкосварочные установки занимают большие площади арматурных цехов. В практике зарубежных арматурных заводов такая технология не применяется.

При необходимости для арматурных стержней вместо стыковой следует применять сварку трением, являющуюся весьма экономичной (рис. 1). Ее преимущества — высокие производительность и качество соединений; незначительный припуск на сварку; потребляемая мощность электроэнергии уменьшается в 7—10 раз; гигиеничность процесса (отсутствие газовых выделений, искр, ультрафиолетовых излучений); исключительно локализованное выделение тепла в зоне сварки и т. д. Для сварки могут применяться серийные машины МСТ-23 и МСТ-35, а также новые, разработанные ИЭС им. Е. О. Патона.

Учитывая, что на заводах ежегодно сваривают десятки миллионов стыков арматуры, применение рационального раскроя прутковой стали и переход на сварку трением позволят получить значительную экономию электроэнергии.

Изготовление закладных деталей. При их изготовлении применяют сварку ручную, дуговую, под флюсом, порошковой проволокой, в среде углекислого газа, контактную рельефную и сварку трением. По энергетическим показателям все эти способы не равноценны. При дуговой средний расход электроэнергии на 1 кг наплавленного металла изменяется от 1,4 до 11 кВт·ч. Наиболее экономичными являются сварка трением, контактная рельефная для нахлесточных и дуговая под флюсом для тавровых соединений* (рис. 2). На практике по разным причинам применяются малоэффективные способы ручной дуговой сварки, что также приводит к перерасходу электроэнергии. В последнее время начали применять штампованные закладные детали, не требующие сварки и снижающие расход стали на 0,5 кг на 1 м² общей площади, что дает экономию по приведенным затратам около 200 р. на 1000 м² общей площади. По-видимому, необходимо расширить применение штампованных закладных деталей, разработать и утвердить сортамент их для всех конструкций зданий из сборного железобетона, так как это может дать серьезную экономию энергии.

Сварка арматурных сеток и каркасов.

* Челябинским Промстройинипроектом разработана установка на базе сверлильного станка для сварки трением закладных деталей типа открытый столлик.

Осуществляется она в основном с применением многоточечных контактных машин АТМС-14×75, МТМС-10×35, МТМК-3×100, МТМ-32УХЛЧ, МТМ-35УХЧЛ и др., а также однотоочечных машин МТП-75, МПТ-150, МТ-1207, МТ-2510 и др.

С точки зрения затрат энергоресурсов общим недостатком этих машин является применение пневмоприводов для сварки и для вспомогательных операций (перемещения сетки, резки, сбрасывания и пакетирования сеток). Машины потребляют от 10 до 500 м³ сжатого воздуха в 1 ч, большой объем сжатого воздуха потребляют вспомогательные устройства. Только на привод сварочного узла МТМС-14×75 при одноосменной работе расходуется в год сжатого воздуха на сумму около 2500 р.

В зарубежной практике уже давно применяют сварочные машины с механическим и гидравлическим приводом. Разработанные в 1979—1980 гг. Псковским заводом ТЭСО новые многоточечные машины МТМ-88УХЛЧ и МТМ-103УХЛЧ также имеют механические приводы.

В точечных сварочных машинах, мощность которых достигает 1200 кВ·А, электроэнергия в основном расходуется на сварку, которая осуществляется на мягких и жестких режимах, что резко влияет на потребление электроэнергии. Основными параметрами сварки являются сварочный ток I , сопротивление свариваемого узла R , давление P и время пропускания сварочного тока t , причем сила сварочного тока влияет на процесс сварки в квадрате, а остальные параметры — в первой степени. Для получения качественного крестового соединения необходимо подвести к нему определенное количество тепла и расплавить соответствующий объем металла. Чем быстрее это тепло будет подведено к пересечению, тем меньше будет потерь на нагрев соседних участков арматуры и окружающей среды, излучение и др., поэтому выгодно использовать жесткий режим, при котором повышается сила тока, но уменьшается время его прохождения, а остальные параметры постоянны.

Современные однотоочечные и многоточечные машины снабжаются электронными регуляторами цикла сварки типов РВЭ-7, РС-403, РС-503, ПСЛТ-1200, ПСЛТ-1500 и др., допускающими дозирование тока от 1 до 200 периодов, что обеспечивает экономичное регулирование процесса. Однако на практике часто на это не обращают внимания, не устанавливают



Рис. 2. Установка Челябинского Промстройинипроекта для сварки трением закладных деталей

оптимальные режимы, допускают большую осадку и пережоги стержней, что в итоге приводит к двойному расходу электроэнергии. Эксплуатация десятков тысяч точечных машин различных мощностей приводит к огромному перерасходу электроэнергии.

При сварке сеток и каркасов, как правило, сваривают все крестовые пересечения. Между тем в этом нет необходимости, так как монтажная прочность сварных сеток и каркасов и заанкеривание стержней периодического профиля в бетоне обеспечиваются и при значительно меньшем числе сварных соединений. Сокращение числа свариваемых пересечений в сетках и каркасах в разумных пределах должно быть определено проектировщиками и указано на чертежах. В многоточечных сварочных машинах должны быть предусмотрены соответствующие устройства, обеспечивающие возможность программной сварки пересечений.

Дуговая сварка арматуры. При изготовлении плоских объемных сеток и каркасов, закладных деталей, при стыковании арматуры, сварке ее монтажных выпусков и др. применяют различные виды дуговой сварки.

Источниками тока являются сварочные трансформаторы, преобразователи и выпрямители. Они имеют различные КПД. По данным института электросварки им. Е. О. Патона, средний расход электроэнергии на 1 кг наплавленного металла составляет: при ручной дуговой сварке на переменном токе — 3,5—4; ручной дуговой на постоянном токе — 6—7%; ручной дуговой при работе от многопостового сварочного агрегата постоянного тока — 10—11 кВт·ч. По-видимому,

проектировщикам арматурных цехов и производственникам следует подходить к выбору технологии и сварочного оборудования с учетом его экономических и энергетических показателей.

Потери при режиме холостого хода сварочного оборудования. Они являются бичом производства. Несмотря на наличие различной аппаратуры для отключения сварочных аппаратов при перерывах в работе, многие сварочные посты ею не оборудованы. Это же относится и к контактно-сварочному оборудованию, которое иногда продолжительное время остается включенным без надобности. При большой мощности сварочных трансформаторов потери энергии достигают значительной величины.

Таким образом, в настоящее время при производстве арматурных работ имеют место большие потери электроэнергии, являющиеся следствием конструктивных недостатков оборудования, неправильного выбора его для выполнения определенных операций, несоблюдения правил эксплуатации, излишеств, допущенных при проектировании арматурных изделий, и т. д. По ориентировочным подсчетам, при современном уровне энерговооруженности арматурных цехов в среднем на изготовление 1 т сварных изделий расходуется от 100 до 150 кВт·ч электроэнергии. Эта цифра может и должна быть значительно сокращена.

Учитывая, что экономия энергетических затрат является вопросом большой государственной важности, необходимо незамедлительно выполнить ряд мероприятий, направленных на их экономии, — пересмотреть применяющуюся технологию и исключить энергосмкие процессы, модернизировать оборудование; уточнить конструкции сварных арматурных изделий; сократить в них число свариваемых точек; строго соблюдать оптимальные эксплуатационные режимы работы оборудования; планировать и контролировать расход электроэнергии исходя из установленных норм, наличия оборудования и оптимальных режимов работы и др.

Строительным министерствам и ведомствам необходимо в сжатые сроки осуществить выполнение этих мероприятий.

Основные положения по нормированию расхода топлива, тепловой и электрической энергии в народном хозяйстве утверждены постановлением Госплана СССР в декабре 1979 г. Следует ускорить разработку ведомственных норм расходования электроэнергии, заданий по ее экономии и строго контролировать их выполнение.

УДК 69.057.43

В. Г. КВАША, В. Л. КУНЬ, В. В. ЛЕВЧИЧ, кандидаты техн. наук
(Львовский политехнический ин-т)

Стыки колонн железобетонного каркаса многоэтажных зданий

Опыт строительства многоэтажных каркасных зданий из типовых железобетонных конструкций указывает на необходимость дальнейшего совершенствования стыков колонн, упрощения их конструкции, технологии изготовления и монтажа. Львовским политехническим институтом разработано и исследовано несколько типов стыков колонн (рис. 1, 2). Коэффициент косвенного армирования в стыках I—III равен 0,0217, а в стыке IV — 0,019. Стык I шарнирный, остальные — жесткие.

Одна из конструктивных особенностей предлагаемых стыков заключается в отсутствии в них традиционных центрирующих прокладок. Торцы стыкуемых элементов выполнены в форме выпуклых и вогнутых усеченных пирамид (I и II), меньшие основания которых образуют своеобразные центрирующие площадки. В стыках II, IV предусмотрены угловые подрезки на одном из элементов для размещения выпусков продольной арматуры. В стыке III торцы элементов имеют форму выпуклых усеченных пирамид, и после их стыкования образуется по наружному контуру зазор, достаточный для сварки выпусков продольной арматуры без устройства угловых подрезок. Стыки IV с

плоским торцом нижнего элемента* внедрены в каркасе серии ИИ-04 при строительстве 5-этажного здания центральной заводской лаборатории ПО «Сера» в Львовской области [1].

Опытные образцы изготавливали в заводских условиях из бетона марки М300 с последующей тепловлажностной обработкой. Проектная форма торцов обеспечена металлическими инвентарными вкладышами. При сборке стыков образцы устанавливали в рабочее положение, в стыках II—IV сваривали ванной сваркой продольную арматуру, швы зачеканивали цементно-песчаным раствором марки М200 жесткой консистенции. Толщина швов в стыках I, II составляла 20, в стыке III — 100, IV — 40 мм. До испытаний образцы 18—24 сут хранили в естественных условиях.

Основной целью экспериментов являлось определение опытных нагрузок образования трещин в зоне стыка, разрушающих нагрузок, изучение работы поперечной и продольной арматуры, а также влияния замоноличивания швов

* А. с. № 576372. Стыковое соединение элементов сборных железобетонных колонн. В. Г. Кваша, В. Л. Кунь. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1977, № 38.

и сварки выпусков продольной арматуры на трещиностойкость и несущую способность предложенных стыков колонн.

Образцы стыков испытывали на сжатие центрально приложенной нагрузкой на прессе 2ПГ-500. При этом измеряли деформации крайних (от наружной грани образцов) стержней сеток, продольных стержней и деформации обжатия стыков (см. таблицу).

Незамоноличенные стыки I без сварки продольной арматуры (С-1а, б) воспринимают около 75% разрушающей нагрузки, воспринимаемой такими же замоноличенными стыками (С-1в, г). Это объясняется работой бетона на смятие под центрирующей площадкой и перераспределением напряжений в связи со значительным увеличением площади смятия при обжатии стыков под нагрузкой благодаря особенностям конструкции центрирующих площадок. Поперечная и продольная арматура до образования трещин включается в работу мало. В 100—150-миллиметровой зоне стыков в продольной арматуре могут возникнуть даже растягивающие деформации. После образования трещин поперечная арматура интенсивно включается в работу, препятствуя ло-

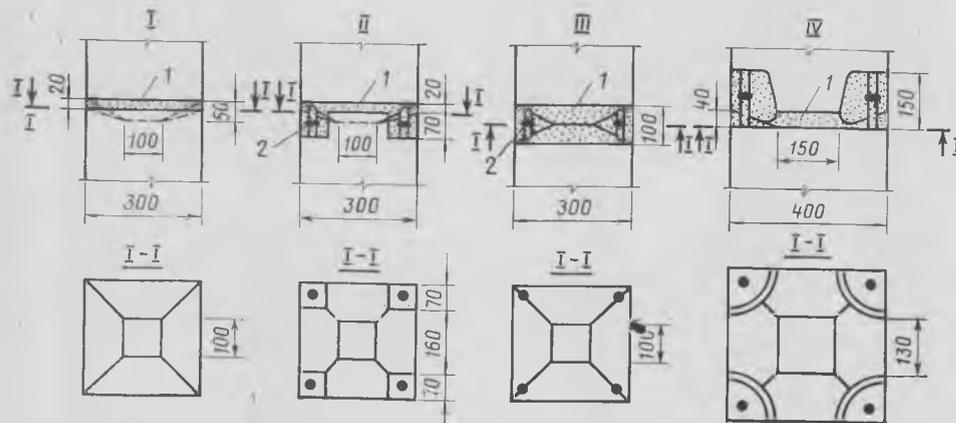


Рис. 1. Конструкция стыков колонн I—IV
1 — замоноличивание цементным раствором марки М200;
2 — ванная сварка выпусков продольной арматуры

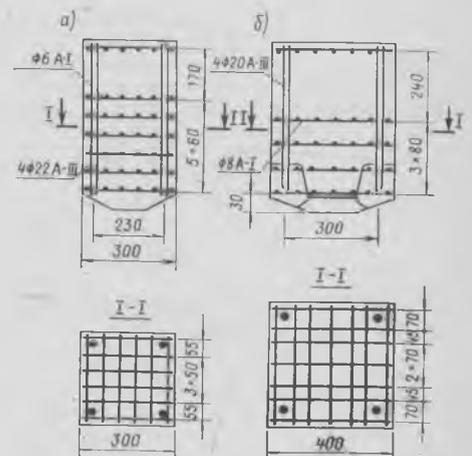


Рис. 2. Армирование опытных образцов стыков I—III (а) и IV (б)

Образцы	R, МПа		N ^{оп} _р , кН	N ^т _р , кН	N ^{оп} _р / N ^т _р	N ^т _{расч.} , кН	N ^{оп} _р / N _{расч.}	N ^{оп} _{тр} , кН	N ^т _{тр} , кН	N ^{оп} _р / N ^т _{тр}
	бетона	раствора								
C-1a	32,6	—	1880	1050	1,79	90	2,09	950	940	1,01
C-1б	32,6	—	1810	1050	1,72	90	2,01	760	940	0,8
C-1в	32,6	15,5	2400	2290	1,05	152	1,58	1740	1690	1,03
C-1г	32,6	16,7	2400	2350	1,02	157	1,53	1800	1740	1,03
C-1а	32,6	14,6	2700	2520	1,07	174	1,55	2020	1940	1,04
C-11б	32,6	14,6	2780	2520	1,1	174	1,6	2100	1940	1,08
C-111а	32,6	10,8	2520	2300	1,09	161	1,56	1720	1760	0,98
C-111б	32,6	10,8	2580	2300	1,12	161	1,6	1800	1760	1,02
C-1Va	32,5	—	3000	2670	1,12	189	1,59	2020	2200	0,91
C-1Vб	32,5	19,9	3970	3930	1,01	265	1,5	3100	3200	0,97

перечному расширению бетона и обеспечивая его работу на сжатие. Незамоноличенные стыки I обладают повышенной деформативностью. К моменту трещинообразования (900 кН) обжатие стыка составило около 4,3 мм (рис. 3).

В замоноличенных стыках I без сварки продольной арматуры (C-1в, г) до образования трещин поперечная и продольная арматура испытывает незначительные деформации, а с их возникновением в зоне стыка — интенсивно включается в работу. Разрушающая нагрузка замоноличенных стыков увеличилась в среднем на 25%, а трещиностойкость возросла почти в 2 раза по сравнению с незамоноличенными стыками. Деформативность замоноличенных стыков значительно уменьшилась (см. рис. 3) и составила к моменту трещинообразования (1800 кН) 1,35 мм.

Самая высокая несущая способность и трещиностойкость в замоноличенных стыках II со сваркой продольной арматуры (C-1а, б) объясняется конструктивными особенностями стыков, обеспечивающими наиболее полное использование поперечной и продольной арматуры, а также включение в работу раствора замоноличивания. Деформативность этих стыков незначительна (см. рис. 3) и составила 0,83 мм к моменту трещинообразования (2100 кН).

На примере испытания замоноличенных стыков III со сваркой продольной арматуры (C-11а, б) установлено, что изменение профиля торцов стыкуемых элементов и образование клиновидного шва замоноличивания толщиной у наружной грани 100 мм снизило несущую способность и трещиностойкость, повысило деформативность. К моменту образования трещин деформации обжатия в стыках III были на 25—30% больше, чем в стыках II. Увеличение деформативности стыков этого типа свидетельствует о передаче основной части усилий через центрирующие площадки с меньшим влиянием раствора замоноличивания.

Незамоноличенный стык (C-1Va) разрушился при нагрузке, составляющей 75% разрушающей нагрузки замоноличенного стыка C-1Vб. Опытная нагрузка трещинообразования оказалась несколько меньше теоретической ввиду того, что верхний элемент стыка выполнен с угловыми подрезками для выпусков продольной арматуры. Это обстоятельство подтверждает необходимость учета в расчетах ослабления сечения [1, 2]. Именно в ослабленном элементе появились первые трещины и произошло разрушение. Характер разрушения незамоноличенных стыков (C-1а, б и C-1Va) и замоноличенных (C-11а, б) после выкальвания раствора шва и элементов с сетчатым армированием при местном сжатии практически одинаков.

При наличии тонких швов из раствора меньшей прочности, чем бетон стыкуемых элементов, в стыках I, II, IV разрушение произошло не по шву, а по бетону вблизи стыка. Этим подтверждается вывод, сделанный в работах [2, 3], о том, что растворный шов толщиной 20—40 мм работает в условиях объемно-напряженного состояния и обладает повышенной прочностью.

Попыты показали, что несущая способность стыков зависит главным образом от условий передачи усилий, поэтому при выборе методики расчета несущей способности и трещиностойкости проанализировали предложения, учитывающие различные особенности передачи усилий в стыках [2—4]. Так, при определении нагрузки трещинообразования в стыках с обрывом продольной арматуры ее работу не учитывали [2], R_{пр} принимали с коэффициентом условий работы m=0,9, а к нагрузке, воспринимаемой раствором замоноличивания, вводили m=0,8 [3]. Разрушающую и расчетную нагрузки замоноличенных стыков II—IV устанавливали по фактическим прочностным характеристикам бетона и арматуры согласно СНиП II-21-75. Результаты расчетов и сравнение их с опытными данными приведены в таблице.

Выводы

Экспериментальные исследования разработанных конструкций стыков колонн показали, что замоноличенные стыки I (без сварки продольной арматуры), II и IV (со сваркой арматуры) обладают достаточной несущей способностью, трещиностойкостью, малой деформативностью и могут применяться в каркасах многоэтажных зданий. Стыки I по высоте колонн необходимо располагать в точках нулевых моментов.

Для замоноличивания стыков следует применять цементно-песчаный раствор прочностью не ниже 50% прочности бетона колонн.

Рассмотренные типы стыков колонн в незамоноличенном состоянии могут воспринять 50—75% расчетной нагрузки.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Об одном эффективном варианте стыков колонн связевого каркаса серии ИИ-04/ В. Л. Кунь, В. Г. Кваша, В. В. Левич и др. — В сб.: Прочность и деформативность железобетонных конструкций. Киев, Будивельник, 1978.
2. Васильев А. П., Матков П. Г. Стыки колонн без сварки арматуры в каркасах многоэтажных зданий. — Бетон и железобетон, 1979, № 1.
3. Васильев А. П., Матков П. Г., Шериф С. Х. Прочность и деформативность швов на цементном растворе в сопряжениях железобетонных элементов. — Бетон и железобетон, 1973, № 7.
4. Кваша В. Г. Расчет прочности железобетонных элементов при местном смятии. — В сб.: Вопросы современного строительства, вып. 11. Львов, 1966.

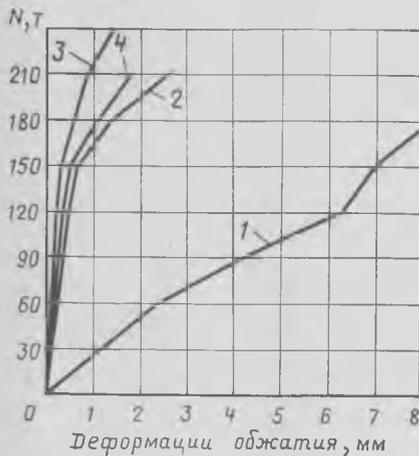


Рис. 3. Графики деформаций обжатия стыков по ступеням нагружения
1 — 1 (незамоноличенный); 2 — 1 (замоноличенный); 3 — 11; 4 — 111

В. В. ГАБРУСЕНКО, Л. Д. ГРИШАНОВ, А. С. МОЗЯКОВ, инженеры (Новосибирский филиал СКТБ Стройиндустрия); В. А. ЯКУШИН, канд. техн. наук (НИИЖБ); В. А. КОЛУПАЕВ, инж. (з-д ЖБК № 2 Мордовского управления строительства)

Стропильные решетчатые балки пролетом 12 м с параллельными поясами

В Новосибирском филиале СКТБ стройиндустрия совместно с НИИЖБ разработана конструкция односкатных решетчатых балок пролетом 12 м с сохранением габаритов, нагрузок и узлов крепления к колоннам двутавровых балок серии 1.462-1.

Балки рассчитывали на воздействие нагрузок унифицированного ряда — 55, 65 и 75 МПа. Усилия в поясах и стойках определяли как в элементах статически неопределимой стержневой системы. Размеры сечений (рис. 1) находили оптимизационными расчетами на ЭЦВМ «Наири-К» по программе, изложенной в работе [1], что позволило получить объем конструкции, практически равный объему двутавровых балок (табл.1).

Напрягаемой арматурой служат канаты и стержни. Верхние пояса армируют сварными пространственными каркасами, а опорные участки корытообразными. Каркасы стоек запроектированы с отогнутыми продольными стержнями, исключая трудоемкое дополнительное армирование узлов, которое принято в типовых балках.

Продольную арматуру располагали в поясах несимметрично по высоте, концентрируя ее у наружных граней: в верхнем поясе — путем использования в пространственном каркасе верхних стержней большего диаметра, чем нижних, а в нижнем поясе — путем заполнения сечения арматурными элементами, начиная с нижних рядов (канаты), либо путем применения арматурных элементов большего диаметра у нижней грани (стержни). Увеличивая плечо внутренней пары, такое армирование в большей степени отвечает распределению внутренних сил в опасных сечениях, чем общепринятое симметричное, и позволяет экономить до 25 кг стали на каждом изделии.

Известно, что решетчатые балки более материалоемки, чем двутавровые, однако в данных конструкциях показатели расхода арматуры удалось приблизить к показателям типовых конструкций, а в балках с канатами даже добиться меньшего расхода стали (табл. 1).

Испытания натуральных образцов дали положительные результаты по прочности, жесткости и трещиностойкости. Разрушение балок, армированных канатами и стержнями класса А-IV (рис. 2) произошло вследствие раздавливания бетона в верхнем поясе при нагрузках, в 1,72...2,2 раза превышающих расчетные, а балок со стержневой арматурой класса А-IIIв — вследствие текучести растянутой арматуры (превышение разрушающей нагрузки над расчетной составило соответственно 1,49 и 1,57).

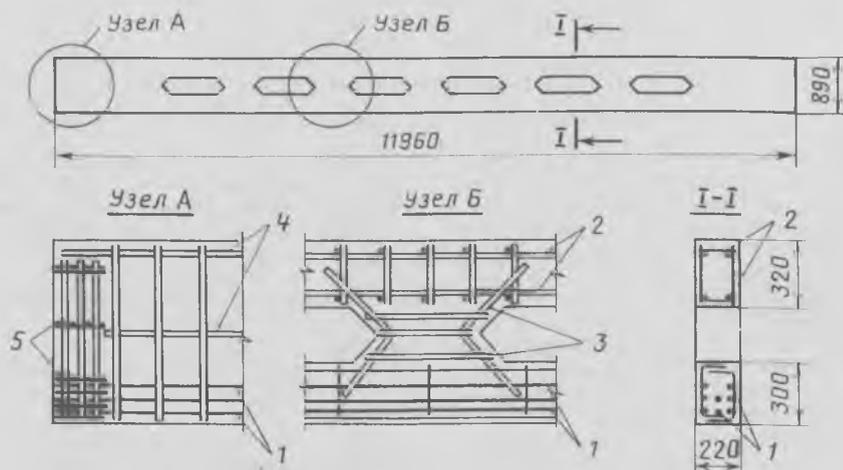


Рис. 1. Схема конструкции и армирования балки

1 — напрягаемая арматура; 2 — пространственный сварной каркас; 3 — каркасы стоек; 4 — корытообразные сварные каркасы; 5 — плоские сварные сетки

Таблица 1

Показатели	Двутавровые балки (серия 1.462-1, вып. 1)			Решетчатые балки (шифр 334-75, вып. 7)		
	55 М400	65 М400	75 М500	55 М400	65 М400	75 М450
Объем бетона, м ³	55	65	75	55	2,02	65
Расчетная нагрузка, МПа	55	65	75	55	65	75
Марка бетона	M400	M400	M500	M400	M400	M450
Количество канатов Ø 15 К-7, шт.	8	10	12	9	10	12
				8	9	11
Общий расход стали, кг	210	242	273	198	234	272
				184	221	259

Примечание. Под чертой приведены показатели балок для обычных условий эксплуатации.

Прогибы конструкций при действии контрольных нагрузок во всех случаях не превысили 1/400 пролета, а ширина раскрытия трещин в нижних поясах и стойках оказалась в пределах, допускаемых ГОСТ 8829—77. Чрезмерное раскрытие наклонных трещин наблюдалось в углах крайних отверстий некоторых образцов, что было учтено

при корректировке чертежей — в этих местах было усилено армирование.

Результаты испытаний по прочности были оценены расчетом по трем методам — по традиционному, как статически неопределимых упругих стержневых систем со снижением моментов в поясах на 30%, по методу предельного равновесия [3], а также как балок

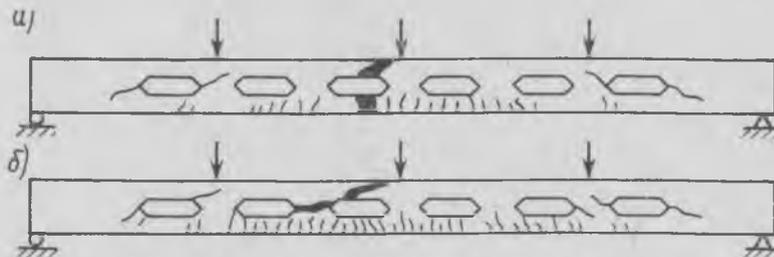


Рис. 2. Схемы развития трещин и разрушения балок а — по сжатому поясу; б — по растянутой арматуре

Метод расчета	Класс напрягаемой арматуры				
	К-7	К2×15	A-IV	A-IIIв	
Упругой стержневой системы	$N_{e\text{ теор}}$	0,93/0,88	1,04/—	0,99/0,96	1,26/1,16
	$N_{e\text{ оп}}$				
Предельного равновесия	$M_{\text{ теор}}$	0,92/0,92	1,06/—	1,01/0,96	1,03/1,03
	$M_{\text{ оп}}$				
Сплошного сечения	$M_{\text{ теор}}$	0,92/0,92	1,06/—	1,02/0,97	1,09/1,07
	$M_{\text{ оп}}$				

Примечание. Перед чертой приведены данные для образца № 1, после черты — для образца № 2.

сплошного сечения с ограничением высоты сжатой зоны высотой сечения верхнего пояса (табл. 2). Из сопоставления данных видно, что все методы являются удовлетворительными для случаев разрушения балок по сжатому бетону (арматура классов К-7, К2×15, А-IV). При разрушении балок по растянутой арматуре (класса А-IIIв) традиционный метод не учитывает ее пластических свойств и поэтому недооценивает несущую способность конструкций. Почти полное совпадение результатов расчета по двум другим методам объясняется близостью величин сжатой зоны, определенных в расчете по методу сплошного сечения, к рабочей высоте сечения верхнего пояса, применяемой в расчете по методу предельного равновесия. Очевидно, расхождения могут появиться и достигать значительных размеров при больших отклонениях этих величин, а также для так называемых «перearмированных» сечений, в которых при разрушении верхнего пояса несущая способность растянутой арматуры оказывается далеко не исчерпанной.

Производство балок с канатной арматурой было освоено на заводе ЖБК № 2 в Саранске в стенде-камере длиной 25 м с использованием металлических форм массой по 3 т каждая. Формы имеют один откидной, а другой жест-

ко закрепленный продольные борта, съемные торцевые борта и вкладыши для образования отверстий, снимаемые до термообработки изделий. Конструкция неподвижного продольного борта позволяет изготавливать балки для скатной и плоской кровли, отличающиеся конфигурацией нижней грани в опорных участках.

По сравнению с типовыми двутавровыми балками трудоемкость изготовления одного изделия на заводе снизилась на 4...4,6 чел.-ч, а себестоимость — на 21,1...29,6 р. Экономический эффект при годовом объеме выпуска 200 м³ составляет более 5 тыс. р. Эффективность достигается главным образом за счет экономии затрат на формование, содержание и эксплуатацию форм и на арматурную сталь. Продукция направляется на объекты промышленного, складского и сельскохозяйственного строительства.

Изготовление односкатных решетчатых балок при технической помощи СКТБ Стройиндустрия и НИИЖБ освоено также на заводах ЖБИ Новоалтайска (напрягаемая арматура класса А-IIIв), Томска (К2×15, рис. 3) и Муроме (А-IV, электротермическое натяжение).

Выводы

Производство односкатных решетчатых балок длиной 12 м взамен двутав-

ровых экономически целесообразно. Результаты испытания показали, что они обладают достаточной прочностью, жесткостью и трещиностойкостью и отвечают требованиям ГОСТ 8829—77.

Применение несимметричного армирования поясов позволяет снизить расход стали в решетчатых балках.

Методы предельного равновесия наиболее точно оценивает прочность данных балок. Однако необходимо изучить вопрос о возможности использования расчета балок как изгибаемых конструкций сплошного сечения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Габрусенко В. В., Назаренко П. П. Поиск оптимальных размеров решетчатых балок с отогнутой арматурой. В сб.: Исследование работы строительных конструкций. Тр. НИИЖТа, вып. 166. Новосибирск, 1975.
2. Габрусенко В. В., Бутвиловский И. И., Якушин В. А., Строков В. В. Керамзитобетонные стропильные балки. — Бетон и железобетон, 1981, № 8.
3. Клецов В. А. К расчету стержневых статически неопределимых систем. — Бетон и железобетон, 1979, № 8.

Облегченные коррозионностойкие конструкции

НИИЖБ совместно с ГрузНИИстром и АрмНИИСА разработали и внедрили стеновые панели и плиты покрытия из бетона на природных вулканических шлаках Грузинской и Армянской ССР для птицеводческих и животноводческих зданий. Объемная масса конструкционного бетона составляет 1900 кг/м³, марка — М300.

Для птицеводческих зданий со слабоагрессивной средой принята однослойная конструкция панели с применением добавки-ингибитора коррозии арматурной стали в бетоне. В качестве ингибирующих добавок применяется нитрит нитрата кальция (ННК) в количестве 1,5—2% от массы цемента. Для животноводческих зданий со среднеагрессивной средой принята двухслойная конструкция панели: основной теплоизолирующий слой состоит из конструкционно-теплоизоляционного бетона марок М50—75, который внутри помещения (со стороны воздействия агрессивной среды) защищен слоем плотного конструкционного бетона марки не ниже М200 толщиной 50 мм нормируемой проницаемости. С наружной стороны панели имеют фактурный слой из цементно-песчаного раствора марки М100 толщиной 2 см. Общая толщина стеновой панели принимается в зависимости от района строительства и условий эксплуатации здания.

Плиты покрытия для животноводческих зданий изготавливают из бетона марки М200—300 на местном вулканическом шлаке или туфе и плотном песке взамен тяжелого бетона.

Такие конструкции, обеспечивающие технико-экономический эффект, внедрены на объектах сельского строительства Минсельстроев Грузинской и Армянской ССР.

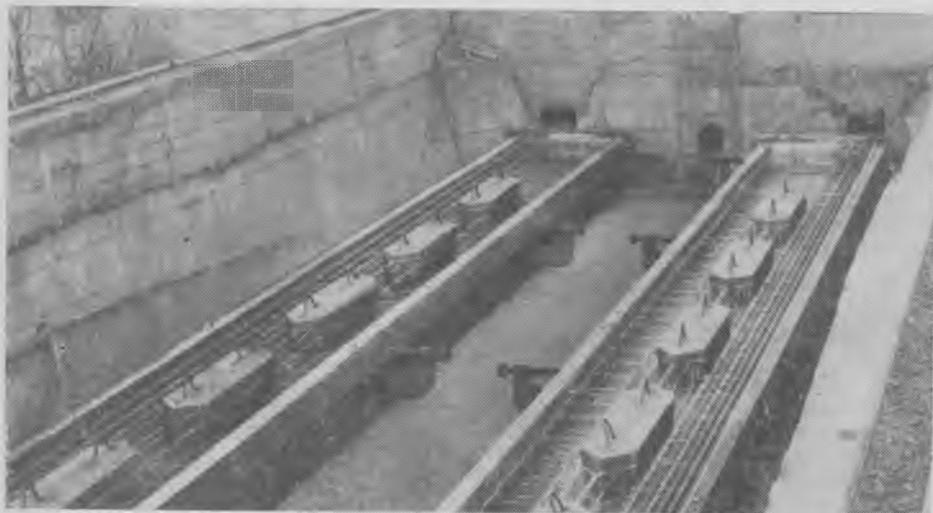


Рис. 3. Изготовление балок на заводе ЖБИ № 2 в Томске

УДК 691.327:666.973.2:666.64-492.3:539.4/.3

С. А. ХОДЖАЕВ, канд. техн. наук; Р. Р. ЮСУПОВ, Ш. ШАДЖАЛИЛОВ, М. АРИФДЖАНОВ, инженеры (ТашЗНИИЭП)

Прочность и деформации напрягающего керамзитобетона

Результаты исследований [1, 2] показали эффективность применения легких бетонов на напрягающем цементе для изготовления элементов безрулонной кровли и объемных блоков. Плотная структура и самонапряжение легких напрягающих бетонов, приготовленных на НЦ-20, исключает образование усадочных трещин и обеспечивает повышенные показатели прочности, водонепроницаемости и трещиностойкости конструкций.

Авторы исследовали физико-механические характеристики легкого напрягающего бетона с использованием наиболее распространенного пористого заполнителя — керамзита. Для приготовления бетонной смеси применяли НЦ-20 Усть-Каменогорского цементного завода с активностью 43,5 МПа и энергией самонапряжения $M_{сн}=1,7$ МПа. В качестве заполнителей использовали керамзитовый гравий фракций 5—10 и 10—20 мм с прочностью соответственно 3,6 и 3 МПа, с объемной насыпной массой 550 кг/м³ и мелкий песок с $M_{кр}=1,7$.

В табл. 1 приведены оптимальные составы бетонных смесей, подобранных с предельным насыщением объема бетона

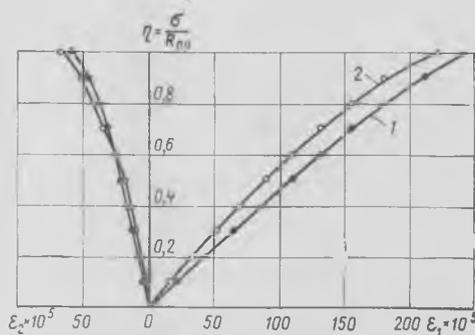


Рис. 1. Зависимость продольных и поперечных деформаций напрягающего керамзитобетона от относительного уровня напряжения сжатия в возрасте 180 сут
1 — состав № 1 при $R_{пр}=26,8$ МПа; 2 — состав № 2 при $R_{пр}=33,7$ МПа

крупным заполнителем. Такой подход к подбору состава позволил получить напрягающий керамзитобетон сравнительно высокой прочностью без перерасхода цемента благодаря созданию более прочного контакта между его составляющими и улучшению совместной ра-

Таблица 1

№ состава	Расход материалов на 1 м ³ бетонной смеси					Объемная масса, кг/м ³	Самонапряжение, МПа	Подвижность смеси, см
	цемента, кг	песка, кг	воды, л	керамзита фракций, мм				
				5—10	10—20			
1	475	600	245	360	540	1700	0,55	2—4
2	350	600	223	400	600	1600	0,32	2—4

Таблица 2

№ состава	Возраст бетона, сут	R , МПа	$R_{пр}$, МПа	$K_{п.п}$	$E_6 \cdot 10^{-2}$, МПа при $\sigma=0,3 R_{пр}$	Предельная сжимаемость, $\epsilon_{R_c} \cdot 10^6$	R_p , МПа	Предельная растяжимость, $\epsilon_{R_p} \cdot 10^4$
1	7	25	21,2	0,85	152/157	217	—	—
	14	32,5	26,2	0,81	166,5/167,6	250	—	—
	28	35,2	28,3	0,8	181,5/172	210	3,4	28
	90	37,2	31,2	0,84	188,7/177	212	3,65	32
	180	38,4	33,7	0,88	196/180	242	3,7	34
	360	41,5	37	0,89	200/183	261	3,96	35
2	7	21,4	17,4	0,81	140/143	200	—	—
	14	24,3	19	0,78	155/148	225	—	—
	28	25,6	22	0,86	159,5/149	200	2,6	25
	90	30,3	25,4	0,81	166/159	195	2,85	27
	180	32	26,8	0,84	171/160	221	3	30
	360	33	28	0,85	177/162	240	3,1	30

Примечание. После черты приведены значения, подсчитанные по формуле (1).

боты растворной составляющей и крупного заполнителя, а также специфическим свойствам напрягающего цемента.

Прочностные и деформативные характеристики напрягающего керамзитобетона при кратковременном сжатии и растяжении изучали на образцах-кубах с размером ребра 10 см и образцах-призмах с размерами 10×10×40 см связанного расширения. Образцы твердели в диэлектрических кондукторах, обеспечивающих сопротивление расширению бетона, эквивалентное армированию с $\mu=1\%$. Испытания на осевое растяжение проводились по методике [3]. Образцы до испытаний хранили при постоянной температуре ($20 \pm 2^\circ \text{C}$) и влажности среды ($80 \pm 5\%$). Результаты испытаний образцов в различном возрасте, проведенных по методике [4], показаны в табл. 2, из которой видно, что прочность напрягающего керамзитобетона в возрасте 7 сут соответствует 70—75% 28-суточной прочности и продолжает интенсивно увеличиваться в более поздние сроки твердения. Так, в возрасте 360 сут рост кубиковой прочности составил 18—30% по отношению к 28-суточной, а призмной прочности — 25—32%. Коэффициент призмной прочности напрягающего керамзитобетона превышает значения, регламентированные СНиП II-21-75.

Анализ экспериментальных данных показал, что так же как и для обычного керамзитобетона, существует достаточно тесная связь между прочностью и предельными деформациями напрягающего керамзитобетона, с ростом которой пропорционально растут предельная сжимаемость ϵ_{R_c} и предельная растяжимость ϵ_{R_p} .

Эти величины у напрягающего керамзитобетона разрабатываемых составов примерно на 10—12% выше, чем у равнопрочного обычного керамзитобетона. Повышенная предельная сжимаемость образцов в возрасте 7 и 14 сут является результатом благоприятного внутреннего напряженного состояния, обусловленного процессами расширения.

В основу рекомендаций СНиП II-21-75 по определению начального модуля упругости бетонов на пористых заполнителях принята формула

$$E_6 = 14,5 \gamma \sqrt[3]{R}, \quad (1)$$

где E_6 — начальный модуль упругости; γ — объемная масса; R — марка бетона, или кубиковая прочность.

Данные табл. 2 показали, что формула (1) неприменима для определения начального модуля упругости напрягающего керамзитобетона. Различие теоретических и экспериментальных значений E_6 обусловлено, вероятно, структурными особенностями напрягающих бетонов, связанными с внутренним самонапряженным состоянием. Это свидетельствует о том, что начальный модуль упругости напрягающего керамзитобетона должен быть связан не только с объемной массой и прочностью, но и с удельным содержанием цементного теста в бетонной смеси, характеристикой заполнителя и его объемным содержанием, величиной связанного расширения к моменту испытания и др. Зависимость продольных и поперечных деформаций от уровня напряжений при осевом сжатии напрягающего керамзитобетона (рис. 1) показывает, что его предельные

деформации находятся в тесной связи с прочностью и отличаются от наблюдаемых для обычных тяжелых бетонов. Линейная зависимость между σ и ϵ_1 наблюдается вплоть до $0,6-0,65 R_{пр}$. Этому моменту соответствует начало искривления диаграммы и достижение бетоном предельной растяжимости, что свидетельствует о появлении микроразрушений бетона ($\sigma = R_T^0$). При дальнейшем росте напряжений диаграмма принимает криволинейное очертание и максимум кривой соответствует предельной сжимаемости напрягающего керамзитобетона.

На рис. 2 представлены зависимости средних значений параметрических уровней — $R_T^0/R_{пр}$ и $R_T^V/R_{пр}$ — от призменной прочности бетона, вычисленные по результатам ультразвуковых измерений, изменения дифференциального коэффициента поперечной деформации, объема и его приращений. При этом, аналогично с обычными бетонами, имеется тесная корреляционная связь между $R_T^0/R_{пр}$ и $R_T^V/R_{пр}$ и призменной прочностью (коэффициент вариации 7,9 и 8,9% соответственно) напрягающего керамзитобетона, которые аппроксимируются уравнениями:

$$R_T^0/R_{пр} = 0,5 \lg R_{пр} - 0,22; \quad (2)$$

$$R_T^V/R_{пр} = 0,4 \lg R_{пр} + 0,28. \quad (3)$$

Сравнение результатов исследований с аналогичными характеристиками обычного керамзитобетона подтверждает несколько большую (на 10—15%) трещиностойкость напрягающего керамзитобетона, что объясняется высокой плотностью структуры напрягающего керамзи-

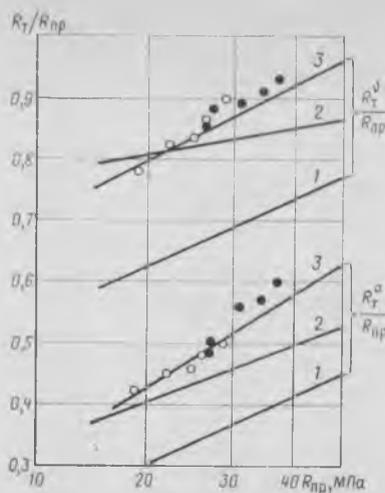


Рис. 2. Зависимость параметрических уровней трещинообразования напрягающего керамзитобетона под кратковременной сжимающей нагрузкой от призменной прочности
1 — обычный тяжелый бетон согласно [4]; 2 — керамзитобетон; 3 — напрягающий керамзитобетон по формулам (2) и (3); ● — напрягающий керамзитобетон состава № 1; ○ — то же, состава № 2

тобетона и хорошим сцеплением его составляющих.

Повышенная трещиностойкость напрягающего керамзитобетона является следствием также повышенного содержания крупного заполнителя в бетоне, которое приводит к увеличению удельной поверхности контактной зоны и, следовательно, к лучшему распределению в ней внутренних напряжений.

При нагружении бетона образование первых микротрещин происходит на участках соприкосновения гранул за-

полнителя с проникающими внутрь зернами. При дальнейшем увеличении внешней нагрузки трещины развиваются в заполнителях с последующим выходом в растворную составляющую бетона и направлены параллельно усилиям сжатия. Повышение параметрических уровней микротрещинообразования напрягающего керамзитобетона в основном наблюдается с $R_{пр} \geq 20$ МПа и более, так как с увеличением $R_{пр}$, а следовательно, и содержания цемента в бетоне, повышается благоприятное влияние самонапряжения. При этом повышаются долговременная прочность, выносливость, морозостойкость, водонепроницаемость и другие физико-механические характеристики напрягающего керамзитобетона по сравнению с керамзитобетоном на портландцементе.

Выводы

При использовании напрягающего цемента и широко распространенного керамзита можно получить конструктивный керамзитобетон с прочностью 35 МПа при относительно низкой объемной массе без перерасхода вяжущего.

Прочностные и деформативные свойства напрягающего керамзитобетона соответствуют требованиям СНиП П-21-75 или выше, что позволяет рекомендовать его к использованию в несущих конструкциях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Михайлов В. В., Ходжаев С. А. Водонепроницаемый самонапряженный керамзитобетон. — Бетон и железобетон, 1979, № 5.
2. Перович И. И., Попова В. А., Будюк В. Д. Применение напрягающего цемента для повышения трещиностойкости блок-комнат. — Бетон и железобетон, 1976, № 5.
3. Щербаков Е. Н., Юсупов Р. Р. Прочность, модуль упругости и кратковременные деформации напрягающего бетона. — Строительство и архитектура Узбекистана, 1979, № 10.
4. Берг О. Я., Щербаков Е. Н., Писанко Г. Н. Высокопрочный бетон. М., Стройиздат, 1971.

УДК 691.327:666.9-16:620.191.33

Р. О. БАКИРОВ, д-р техн. наук, проф.; М. В. ЕМЫШЕВ, В. Н. МАЙСТРЕНКО, инженеры (ВИА им. В. В. Куйбышева)

Влияние скорости нагружения на границы микротрещинообразования высокопрочных бетонов

Известно [1, 2], что разрушение бетона — сложный процесс, довольно протяженный во времени. Согласно теории О. Я. Берга, при статическом, динамическом, многократно повторяющемся и длительном нагружении начинаются микроразрушения, которые при дальнейшем росте нагрузок переходят в макроразрушения. Эти явления характеризуются обобщенными параметрами, определяющими нижнюю границу начала микроразрушений R_T^0 и верхнюю условную границу микротрещин R_T^V .

Величина границ микротрещинообразо-

вания существенно зависит от структуры, технологии изготовления бетона, условий твердения и других факторов [1, 3]. Однако влияние скорости нагружения на изменение границ микротрещинообразования высокопрочных бетонов практически не исследовано.

Разрушение материала характеризуется некоторыми параметрами, одним из которых является скорость. При больших скоростях возрастания внешней нагрузки процессы микроразрушений тормозятся, что приводит к увеличению предельной нагрузки, выдерживаемой материалом до разрушения, т. е. проис-

ходит так называемое динамическое упрочнение материала [2].

Для определения влияния скорости нагружения в статическом (0,2—0,6 МПа/с) и динамическом (1000—2000 МПа/с) диапазонах на границы микротрещинообразования высокопрочных бетонов в ВИА им. В. В. Куйбышева были проведены экспериментальные исследования. Опытные образцы изготовлялись из бетонов марок М600—М1000 на цементе марки 600 Здолбуновского завода (табл. 1).

В качестве заполнителей использовали кварцевый песок с модулем крупности

$M_{кр} = 1,72$ и фракционированный гранитный щебень крупностью 5—20 мм. Все образцы твердели в естественных условиях.

Статические испытания проводили на прессе ДМВ-300. Часть призм испытывали ступенчатой нагрузкой по 0,1 разрушающей с выдержкой на каждой ступени 2—3 мин, а остальные — на постоянно возрастающую нагрузку со скоростью роста напряжений 0,2—1 МПа/с. Границы микротрещинообразования R_T^0 и R_T^V определялись в соответствии с методикой [1] по изменению дифференциального коэффициента поперечной деформации $\Delta v = \frac{\Delta \epsilon_2}{\Delta \epsilon_1}$ (где $\Delta \epsilon_2$,

$\Delta \epsilon_1$ — приращения соответственно поперечных и продольных деформаций на данной ступени нагрузки, определяемые по показаниям тензосопротивлений с базой 50 мм, наклеенных на всех четырех гранях призм в продольном и поперечном направлениях).

Для определения влияния скорости роста нагрузки в статическом диапазоне на границе R_T^0 и R_T^V был применен также ультразвуковой метод измерения уровня микротрещинообразования. С этой целью был сконструирован специальный электронный блок-приставка к ультразвуковому прибору «Бетон-5», позволяющий с помощью светолучевого осциллографа Н-115 производить запись картины прохождения ультразвука в зависимости от уровня нагружения. Необходимо отметить, что подобная методика проведения эксперимента позволяла вести запись прохождения ультразвука в непрерывном режиме нагружения и осуществлять двойной контроль при определении границ R_T^0 и R_T^V . Сравнение экспериментальных данных показало, что расхождение результатов, полученных указанными методами, не превышает 15%.

Испытания на однократную динамическую нагрузку проводили на гидродинамической установке в лаборатории натвных циклических испытаний ЦНИИСК им. Кучеренко. Время нагружения образцов составляло 0,040—0,1 с. Уровни микротрещинообразования R_T^0 и R_T^V определяли по кривой изменения дифференциального коэффициента поперечной деформации Δv . Запись деформаций производили также с помощью осциллографа Н-115.

Анализ результатов эксперимента (табл. 2) показал, что скорость нагружения бетона практически не влияет на относительные уровни микротрещинообразования $\left(\frac{R_T^0}{R_{пр}} \text{ и } \frac{R_T^V}{R_{пр}} \right)$ и, следовательно, абсолютные значения границ R_T^0 (д) и R_T^V (д) при динамическом нагружении оказываются выше, чем при статическом, на величину, практически пропор-

Таблица 1

Марка бетона	Прочность в возрасте 180 сут, МПа	В/Ц	Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг				Пластификатор, % массы цемента
			Ц	П	Щ	В	
M600	61,1/67,4	0,45	475	560	1200	214	—
M700	68,2/74,6	0,27	600	500	1250	162	СДБ—0,5
M900	96,1/90,5	0,26	650	450	1250	169	СП—0,3
M1000	105,3/95,5	0,26	630	450	1250	164	С-3—1

Примечания. Перед чертой — кубов с ребром 15 см, после черты — кубов с ребром 10 см. СП — сахарная патока 70%-ной концентрации.

менно с увеличением $K_{д.у}$ в опытах было отмечено снижение границы R_T^V для этих бетонов (см. табл. 2).

Известно [4], что параметр $K=1 - \frac{R_T^V}{R_{пр}}$ характеризует относительную длительность и энергоемкость процесса разрушения бетона при одноосном сжатии. Чем меньше отношение $R_T^V/R_{пр}$, тем большей длительностью характеризуется процесс разрушения, и тем больше энергии затрачивается на разрушение. Следовательно, с точки зрения физики процесса разрушения повышение $K_{д.у}$ и снижение уровня R_T^V

Таблица 2

Марка бетона	Статические испытания при скорости нагружения 0,2—0,6 МПа/с					Динамические испытания при скорости нагружения 1000—2000 МПа/с					
	$R_{пр}$ МПа	$R_T^0/R_{пр}$	$R_T^V/R_{пр}$	$\frac{R_T^0}{R_{пр}}$ среднее	$\frac{R_T^V}{R_{пр}}$ среднее	$R_{пр}^д$ МПа	R_T^0 (д)	R_T^V (д)	R_T^0 (д)	R_T^V (д)	$K_{д.у} = \frac{R_{пр}^д}{R_{пр}}$
							$R_{пр}^д$	$R_{пр}^д$	R_T^0	R_T^V	
M600	49,7	0,45(0,42)	0,88(0,91)	0,435	0,895	60,6	0,43	0,91	1,17	1,23	1,22
M700	55,4	0,48(0,52)	0,89(0,83)	0,5	0,86	75,3	0,52	0,84	1,41	1,32	1,36
M900	75,7	0,53(0,5)	0,92(0,96)	0,515	0,94	87,8	0,5	0,9	1,13	1,11	1,16
M1000	77,6	0,52(0,48)	0,78(0,81)	0,5	0,795	117,1	0,5	0,76	1,51	1,44	1,51

Примечание. В значениях $R_T^0/R_{пр}$ и $R_T^V/R_{пр}$ — первые значения — по Δv , в скобках — значения по ультразвуку.

циональную увеличению коэффициента динамической прочности.

Уровни начала микротрещинообразования с ростом прочности бетона увеличиваются незначительно. Так, при увеличении прочности с 60 до 100 МПа уровень R_T^0 увеличился всего на 15%.

Заслуживает внимания зависимость, полученная для коэффициента динамического упрочнения $K_{д.у}$, представляющего собой отношение призмной прочности бетона при динамическом нагружении к его призмной прочности при стандартных статических испытаниях. Известно [2] что с повышением прочности бетона $K_{д.у}$ снижается за счет снижения доли пластических деформаций. В целом это положение подтвердилось и в наших экспериментах. Однако для бетона марок М700 и М1000 были получены коэффициенты динамического упрочнения 1,36 и 1,51, которые значительно выше (соответственно на 11 и 23%) коэффициента динамического упрочнения для бетона марки М600. Очевидно, на рост $K_{д.у}$ оказало влияние введение в бетонную смесь добавок СДБ и С-3, однако для окончательного вывода о характере влияния различных пластификаторов на динамическую прочность необходимо провести дополнительные экспериментальные исследования на бетонах с широким диапазоном прочностей, изготовленных по единой технологии. Одновременно

являются взаимобусловленными явлениями.

Выводы

Скорость нагружения бетона практически не влияет на изменение относительных границ микротрещинообразования ($R_T^0/R_{пр}$ и $R_T^V/R_{пр}$). Абсолютные значения R_T^0 (д) и R_T^V (д) при динамическом нагружении возрастают практически пропорционально увеличению коэффициента динамической прочности.

Введение СДБ и суперпластификатора С-3 повышает коэффициент динамического упрочнения бетона. Увеличение $K_{д.у}$ связано с относительным снижением границы R_T^V , характеризующей энергоемкость процесса разрушения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Берг О. Я., Шербаков Е. Н., Писанко Г. Н. Высокопрочный бетон. М., Стройиздат, 1971.
- Баженов Ю. М. Бетон при динамическом нагружении. М., Стройиздат, 1970.
- Иванов Ю. А. Влияние некоторых факторов на структурные изменения высокопрочного бетона при одноосном сжатии. В сб.: Строительные конструкции. Вып. 33. Киев, 1980, с. 93—100.
- Берг О. Я. О методике исследований прочности и деформаций бетона при сложных напряженных состояниях. В кн.: Методика лабораторных исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и железобетонных конструкций. М., Госстройиздат, 1962, с. 11—19.

И. Н. АХВЕРДОВ, д-р техн. наук, проф., Э. И. БАТЯНОВСКИЙ, инж.
(Белорусский политехнический ин-т)

Особенности изготовления изделий из водонасыщенных сухих смесей с повторным виброуплотнением

Для производства бетонных и железобетонных изделий может быть применен способ, при котором предварительно уплотненную вибрированием сухую смесь цемента и заполнителей насыщают под давлением водой, а затем повторно виброуплотняют*. В результате достигается высокая плотность и прочность бетона.

Определяющим технологическим параметром формования изделий из сухой смеси является скорость водонасыщения, от которой зависит производительность способа. Водонасыщение сухой бетонной смеси, являющейся капиллярно-пористой средой, можно интерпретировать известными закономерностями из теории фильтрации жидкостей и газов через пористые среды. Наиболее типичная среда — глина, для которой предложены эмпирические зависимости, отличающиеся от линейного закона Дарси [1].

Поскольку эффективные сечения пор сухой бетонной смеси зависят от степени ее уплотнения, провели исследования для оценки режимов вибродействия и величины пригрузки, а также состава смеси на ее фильтрационные свойства. В экспериментах использовали портландцемент $R_{ц} = 35$ МПа, $K_{н.г} = 0,28$, $\rho_{ц} = 3100$ кг/м³; щебень гранитный прочностью 80 МПа, крупностью 5—20 мм; песок с удельной поверхностью 5100 м²/т.

Сухую смесь в формах размером 10×10×10 см уплотняли в течение

60 с вибрированием с частотой 50 Гц и амплитудой 0,5 мм при величине пригрузки 0,01 МПа. В качестве критерия уплотняемости служила величина объемной массы смеси. Методика эксперимента заключалась в определении влияния составляющих на изменение объемной массы бетонной смеси. В первой серии опытов изменяли расход цемента и песка таким образом, чтобы их суммарный объем оставался постоянным, расход щебня при этом составлял 1250 кг. Во второй серии изменяли соотношение между песком и щебнем при $C = \text{const}$. В третьей серии варьировали расход всех составляющих при постоянном соотношении в сухой бетонной смеси цемента и песка. На рис. 1 показано влияние расхода составляющих на уплотняемость сухой бетонной смеси. Оптимальный расход цемента составлял 330—370 кг, песка 800—860 кг, щебня 1150—1250 кг, что при объемной массе в виброуплотненном состоянии ($\gamma_{щ}^в = 1640$ кг/м³) соответствует объемному содержанию 0,7—0,75 м³ в 1 м³ сухой смеси.

Кинетику водонасыщения исследовали на оптимальных составах бетона, который уплотняли послойным вибрированием в формах размером 10×10×10 см. И в этом случае критерием уплотнения служила объемная масса смеси, равная для цементно-песчаной композиции 2300 кг/м³, а со щебнем крупностью 5—20 мм — 2430 кг/м³. Перфорированное днище формы допускало отвод воздуха из смеси при ее водонасыщении сверху. На одну из стенок формы через 5 см наклеивали датчики с контактами, выпущенными внутрь формы. Датчики

подключали к потенциометру, что позволило по изменению электрического сопротивления фиксировать насыщение смеси водой. Полученные при температуре воды 18—20°C результаты приведены в табл. 1.

Таблица 1

Давление жидкости, МПа	Время водонасыщения сухой бетонной смеси, мин, при высоте слоя, см			
	10	20	30	40
0,1	15/13*	64,5/55	135,5/127	252/227
0,2	7/6,7	31,5/29,5	72,5/60	128,5/115
0,3	5/4,5	18/17,5	48/43,5	86,5/75
0,4	3,6/3,3	15/12,5	33,5/31,5	65/57
0,6	2,5/2,2	11/8,5	23,5/18,5	38,5/38
0,8	1,8/1,6	7/7	16,5/14,5	29,5/26,5
1	1,25/1	5,5/5	12,5/11,8	22/21

* Перед чертой — время водонасыщения трехкомпонентной сухой смеси состава, кг: $C=360$, $Ш=1262$, $П=808$; после черты — цементно-песчаной смеси состава, кг: $C=504$, $П=1796$.

Из табл. 1 следует, что жидкость при насыщении сухой бетонной смеси фильтрует через поровые каналы, образованные цементными частицами, при этом время $t_{нас}$, в течение которого сухая бетонная смесь с эффективной пористостью m_3 и высотой слоя h насыщается водой под давлением $P_{нас}$, выражается зависимостью:

$$t_{нас} = K \frac{h^2 \mu_d}{P_{нас}} \left(\frac{1 - m_3}{m_3} \right)^2; \quad (1)$$

$$K = \frac{\rho_{ж}}{60 \beta d_3^2}; \quad (2)$$

где $\rho_{ж}$ — плотность воды, Н/м³; β — коэффициент, Н/м³; d_3 — эффективный диаметр зерен цемента; $d_3 = 23$ мкм [2]. По формуле (2) $K = 10,87 \cdot 10^{10}$. При насыщении сухой бетонной смеси водными растворами химических добавок следует учитывать изменение $\rho_{ж}$ и μ_d .

Графическое изображение фильтрационных закономерностей, определенных по формуле (1) и экспериментально, приведено на рис. 2. При постоянной температуре жидкой фазы ($t_{ж} = 20^\circ\text{C}$) время закономерно убывает с увеличением $P_{нас}$. Температура жидкой фазы оказывает существенное влияние на скорость насыщения сухой смеси —

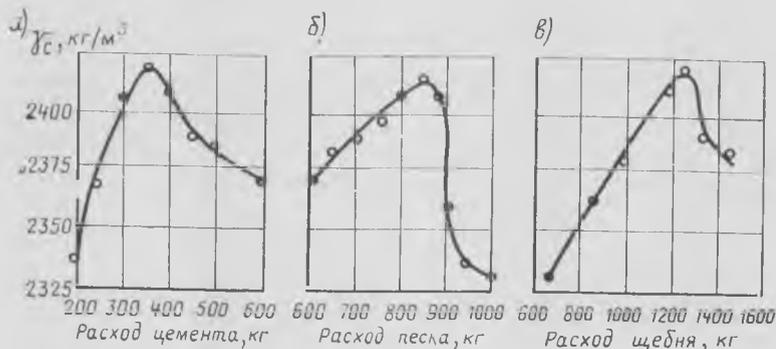


Рис. 1. Влияние расхода цемента (а), песка (б) и щебня (в) на уплотняемость сухой бетонной смеси

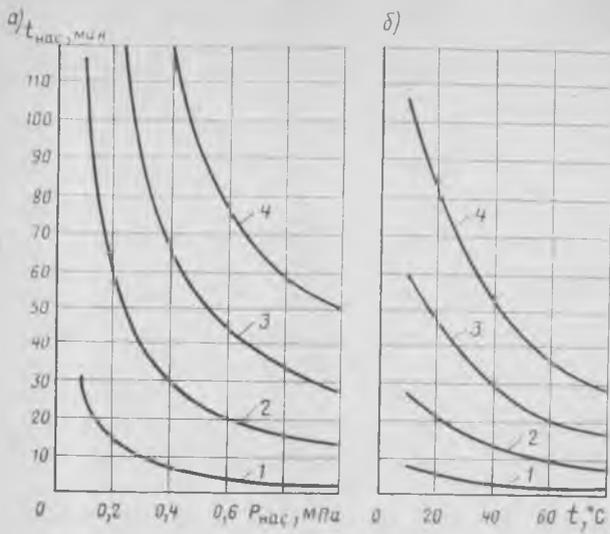


Рис. 2. Влияние давления (а) и температуры (б) на продолжительность водонасыщения смеси

Состав бетона, кг: Ц=508, П=662, Ш=1270 (а); Ц=360, П=808, Ш=1262 (б); 1—h=10 см; 2—h=20 см; 3—h=30 см; 4—h=40 см

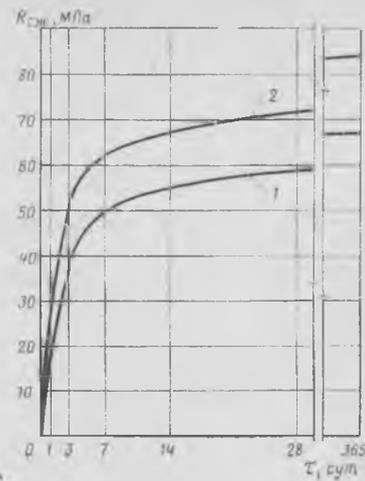


Рис. 3. Влияние повторного виброуплотнения на прочность бетона при сжатии

1 — однократное; 2 — повторное

при $P_{нас} = 0,3$ МПа с возрастанием $t_{ж}$ снижается вязкость жидкости и значительно уменьшается $t_{нас}$. Следует отметить, что при $t_{см} = t_{ж}$ между μ_d и $t_{нас}$ устанавливается зависимость:

$$\frac{\mu_d^{10^\circ\text{C}}}{\mu_d^{40^\circ\text{C}}} = \frac{0,0013252}{0,0006643} \approx 2,$$

и при прочих равных условиях по сравнению с $t_{ж} = 40^\circ\text{C}$ жидкая фаза с температурой 10°C в 2 раза медленнее насыщает сухую смесь.

Эффективная пористость m_3 соответствует поровому пространству, через которое проникает жидкая фаза в объем, занимаемый цементом в бетонной смеси. При истинной пористости m_1 , определяемой в зависимости от состава сухой бетонной смеси по формуле

$$m_1 = 1 - \frac{C}{\left[1 - \left(\frac{P}{\gamma_{п}^3} + \frac{Ш}{\gamma_{ш}^3} \right) \right] \rho_{ц}} \quad (3)$$

эффективную пористость m_3 подсчитывают из выражения

$$m_3 = 1,456 (m_1 - 0,456),$$

где $\gamma_{п}^3$ и $\gamma_{ш}^3$ — объемная масса зерен песка и щебня, кг/м³.

Исследованиями [3] установлено, что в процессе насыщения водой происходит разрыхление первоначально виброуплотненной сухой бетонной смеси пленками жидкости, образующимися на поверхности зерен твердой фазы. При нагнетании воды под давлением в цементе возникает сеть поровых каналов и ослабляется сцепление цементного камня с заполнителем. Для устранения этих структурных дефектов целесообразно повторное виброуплотнение после водонасыщения сухой бетонной смеси (табл. 2, рис. 3).

Водонепроницаемость и скорость рас-

Таблица 2

В/Ц	Виброуплотнение смеси	Характеристики бетона		
		водонепроницаемость при давлении, МПа	скорость ультразвука, км/с	поглощение, %
0,29	Однократное	0,2	4,1	2,6/6,4*
0,275	Повторное	1	4,7	1,4/3,5

* Перед чертой по массе; после черты — по объему. Состав бетона, кг: Ц=360, П=810, Ш=1260.

пространения ультразвука определяли на образцах-цилиндрах диаметром и высотой 15 см. Водопоглощение и прочность бетона получены на образцах-кубах с ребром 10 см, изготовленных по следующей методике: сухую смесь уплотняли вибрированием с частотой 50 Гц и амплитудой 0,5 мм под пригрузом 0,025 МПа в течение 60 с. Затем ее насыщали водой под давлением 0,3 МПа без фиксации объема смеси в форме прижимной крышкой и повторно вибрировали еще 60 с под таким же пригрузом, так как при его отсутствии структура бетона может разуплотниться.

Повторное виброуплотнение способствует проявлению качественных изменений в структуре цементного камня — водопоглощение снижается более чем на 45%, скорость ультразвука увеличивается на 15% и скачкообразно возрастает водонепроницаемость бетона. Из рис. 3 видно, что прирост прочности бетона составил в возрасте 1 суток — 7, 3 сут — 11, 28 сут — 13, 1 года — 17 МПа, что составляет 38, 28, 22 и 25% прочности образцов при однократном виброуплотнении.

При повторном вибрировании возникает эффект тиксотропии, устраняю-

щий структурные дефекты от фильтрации насыщающей жидкости, способствует дезагрегации цементных флюкул, образующихся при хранении вяжущего и уплотнении сухой смеси, и перераспределению жидкой фазы. При этом отжимается 3—5% поглощенной воды, что вызывает дополнительное уплотнение цементного камня и бетона. Низкое начальное водосодержание и высокая плотность упаковки зерен твердой фазы позволяют получать бетон прочностью 70—80 МПа на рядовых портландцементях при расходе вяжущего значительно меньше нормативного.

Метод сухого бетонирования весьма перспективен для производства железобетонных изделий. В настоящее время на Слущком сельском строительном комбинате проводятся подготовительные работы для внедрения предложенного способа при изготовлении железобетонных решеток полов животноводческих помещений. При этом достигается некоторое снижение расхода цемента и устранение ТВО.

Выводы

Установлен оптимальный расход составляющих бетона. Повторное виброуплотнение способствует существенному увеличению прочности и структурной плотности бетона. Получена общая зависимость, по которой для каждого состава сухого бетона можно рассчитать глубину и время насыщения его жидкой фазой (водой или растворами химических добавок).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Лейбензон Л. С. Движение природных жидкостей и газов в пористой среде. М.—Л. Гостехиздат, 1947.
2. Волженский А. В., Буров Ю. С., Колокольников В. С. Минеральные вяжущие вещества. М., Стройиздат, 1979.
3. Хуторцов Г. М. Новый способ получения высокопрочных бетонов. — Бетон и железобетон, 1971, № 4.

О прочности и пластичности бетона при сложных нагружениях

В железобетонных элементах формирование неоднородного поля напряжений происходит по сложному закону даже при простом росте нагрузки, что объясняется ранними неупругими деформациями сжатого бетона. Неупругие деформации обладают свойством изменять начальную прочность и жесткость бетона. В общих случаях поля прочности и жесткости бетона гипотетически зависят от истории нагружения [1], однако в большинстве реальных конструкций эта зависимость не существенна.

Снижение прочности бетона становится опасным при смене направления и знака неупругих деформаций и достаточно существенной их величине. Эта ситуация часто возникает в сложных монолитных зданиях типа АЭС и ГЭС (особенно при поэтапном их возведении, когда скачкообразно меняется расчетная схема), поэтому решение данной проблемы чрезвычайно актуально.

В то же время в литературе и в СНиП II-21-75 отсутствуют рекомендации по обеспечению прочности сложнагружаемого бетона. Например, нет критерия оценки прочности на растяжение бетона, предельно сжатого до уровня $R_{пр}$, хотя известно [2], что его прочность существенно снижается по сравнению с R_p .

Ниже предлагается принцип подхода к решению этой проблемы на основе анализа процесса роста начальных микротрещин в бетоне, что является причиной снижения прочности. Снижения прочности бетона от воздействия сложных неупругих деформаций можно избежать, если грамотно ограничить их величину. Для этого необходимо исследовать сущность природы пластических деформаций бетона на микроуровне.

В ряде работ по механике разрушения [3, 4] показано, что неупругость, прочность и разрушение полухрупких материалов определяются развитием начальных микротрещин.

Пластичность бетона будем трактовать как интегральное проявление устойчивого роста множества начальных острых микротрещин. Тот факт, что пластичность является проявлением микроразрушений (т.е. псевдопластичностью), уже был отмечен [5]. Однако природа этого явления объяснялась не ростом начальных микротрещин. Предполагалось, что микротрещины не могут расти устойчиво, так как критерий потери устойчивости трещин противоречит факту их статического существования и не может объяснить явления их медленного докритического роста. Однако, учитывая факторы, тормозящие развитие трещин [4], можно дать следующее обоснование причин устойчивого роста докритических и сжатых критических трещин.

Причиной начала роста острых микротрещин является разрыв межатомных связей, когда с ростом нагрузки пики растягивающих напряжений в остриях трещин превосходят прочность этих связей $\sigma_{ат}$. Дальнейшее развитие трещин может происходить устойчиво (т.е. при кратковременной монотонно нарастающей нагрузке) только вследствие их постоянного торможения. Основными факторами, тормозящими рост трещин в бетоне, являются его множественные микронеоднородности.

Причиной торможения роста докритических микротрещин в полухрупких материалах является также развитие дислокационных микропластических деформаций перед фронтом трещин. Это вызывает появление защитных полей самонапряжения, снижающих уровень напряжений перед фронтом трещин [1]. С ростом нагрузки и размеров трещин эти тормозящие эффекты становятся недостаточными, начинается неустойчивый рост трещин. При растяжении это почти сразу приводит к разрушению. Однако в поле сжатия трещины, становясь критическими, начинают ветвиться и постепенно затормаживаются вследствие их вынужденного поворота в энергетически наиболее

выгодном направлении роста — вдоль оси сжатия, когда пиковые растягивающие напряжения в их вершинах падают до нуля [4]. Следовательно, в поле сжатия взрывной рост трещин не опасен.

Предлагается следующая концепция пластичности сжатого бетона. Его макропластичность качественно отличается от дислокационной пластичности металлов и является интегральным результатом устойчивого роста начальных острых микротрещин, которые с ростом нагрузки начинают развиваться без трения как докритические, а затем и тормозящиеся в поле сжатия критические трещины отрыва.

В процессе нагружения бетон проходит три стадии деформирования. До начала роста микротрещин имеет место 1-я (упругая) стадия, рост докритических трещин проявляется в виде 2-й упругопластической стадии. Рост затормаживающихся критических трещин внешне проявляется в 3-й стадии устойчивой пластичности бетона. Эта последняя переходит в стадию неустойчивой пластичности, когда трещины растут уже при падающей нагрузке, и заканчивается разрушением по схемам [1].

Указанные стадии наиболее четко выражены для случая одноосного сжатия. Они разграничены напряжениями $R_T^0 \approx 0,4R_{пр}$ и $R_T^y \approx 0,8R_{пр}$ известными как 1-я и 2-я константы фазовых состояний О. Я. Берга. До уровня сжатия $\sigma_c = R_T^0$ бетон при кратковременном нагружении ведет себя практически упруго, поэтому константу R_T^0 можно считать пределом псевдоупругости сжатого бетона σ_y^c .

С уровня напряжений $\sigma_c > \sigma_y^c$ начинаются неупругие деформации бетона. Одновременно его уплотнение сменяется разуплотнением и начинается рост объема (дилатация) [5]. Эти явления можно объяснить только началом устойчивого роста наиболее опасных микротрещин, лежащих в плоскостях, наклонных под углом

$\left(\frac{\pi}{6} \dots \frac{\pi}{4}\right)$ к оси сжатия. Внешне это проявляется как упругопластическая стадия деформирования бетона.

При напряжении $\sigma_c = R_T^V$ резко возрастает доля пластических деформаций и начинается интенсивная дилатация, поэтому величину R_T^V можно условно назвать пределом псевдопластичности жатого бетона σ_{II}^c , который отвечает моменту превращения докритических микротрещин в критические и началу существенных макропластических деформаций бетона. Интервал напряжений $\sigma_{II}^c < \sigma_c < R_{пр}$ характеризуется устойчивыми пластическими деформациями, растущими почти без упругих деформаций.

Следует отметить, что развитие микротрещин в бетоне на всех стадиях происходит преимущественно в ослабленной по ряду причин зоне контакта крупного заполнителя с растворной частью, и именно микроразрушения в этой зоне определяют пластические и прочностные свойства материала.

При одноосном растяжении 2-я стадия весьма слабо выражена, а 3-я практически почти отсутствует. Поэтому предел псевдопластичности при растяжении очень близок к пределу прочности $[\sigma_{II}^p = (0,9-0,95)R_p]$. Величина предела псевдоупругости при растяжении σ_y^p требует экспериментального уточнения. В запас прочности можно принять $\sigma_y^p = 0,7R_p$.

На основе ряда известных из экспериментов свойств бетона было дано [1], подробное обоснование изложенной концепции его пластичности. В частности, показано, что образование трещин отрыва вдоль оси сжатия при нулевых растягивающих напряжениях, резкая разница между прочностью и деформативностью бетона при растяжении и сжатии, рост деформативности при всестороннем сжатии удовлетворительно объясняются только устойчивым ростом начальных микротрещин.

Для решения поставленной выше задачи об оценке прочности сложнонагружаемого бетона сформулируем закономерности распределения начальных микротрещин в сложном поле напряжений, полученные на основе [4]. В материале со случайно размещенными микротрещинами в первую очередь начинают развиваться трещины,

лежащие в плоскостях ортогональных к $(\sigma_{гг}^+)_\text{макс}$. При отсутствии растяжения критические трещины развиваются в плоскостях ортогональных $(\sigma_{гг}^-)_\text{мин}$. Иначе говоря, растут те из них, края которых испытывают либо наибольшие раздвигающие, либо наименьшие сближающие усилия.

Эти закономерности позволяют дать интерпретацию всех характерных участков условия прочности бетона, объяснить резкое нарастание прочности при всестороннем сжатии и ее падении при комбинациях сжатия с растяжением. Они же дают возможность объяснить процесс снижения прочности бетона при сложном нагружении.

На каждом этапе сложного нагружения развиваются трещины одного, наиболее опасного направления. В отличие от однородного материала в бетоне, направление развития трещин помимо вида поля напряжений определяется еще размещением и формой крупного заполнителя. Именно по его контуру в ослабленной контактной зоне начинают развиваться трещины [1].

Прочность бетона снижается в процессе сложного нагружения, если к концу цикла происходит существенное развитие трещин в контактной зоне. Это возможно только в 3-й пластической стадии, когда трещины становятся критическими и, приобретая маневренность, способны двигаться по контуру крупного заполнителя.

Итак, сложное (однократное) нагружение в бетоне не снижает его прочности при условии, что на всех этапах цикла напряженное состояние не нарушает условия его пластичности. Это подтверждено экспериментально для случая, когда предварительное одноосное сжатие сменяется ортогональным растяжением [2].

Многokратное повторно-переменное нагружение не опасно, если оно не вызывает прогрессирующего с каждым циклом подрастания микротрещин. Это возможно только в 1-й упругой стадии работы бетона, когда микротрещины приспособляются к циклической нагрузке с помощью локальных защитных микрополей самонапряжений в их вершинах.

При длительных нагружениях снижение прочности бетона также является следствием прогрессирующего со

временем роста микротрещин, что внешне проявляется в нелинейной доле деформаций ползучести и вызвано в основном коррозией и первичной (линейной) ползучестью [1, 5]. Нелинейная ползучесть и падение прочности приостанавливаются, если уровень напряжений не нарушает условия пластичности бетона.

Выводы

При кратковременном нагружении бетон до разрушения проходит три стадии деформирования — упругую (без роста микротрещин); упругопластическую (во время роста докритических микротрещин) и пластическую (во время роста тормозящихся критических микротрещин). По уровню напряженности эти стадии разграничены поверхностями упругости, пластичности и прочности. Согласно концепции [3], эти поверхности подобны и описываются соответственно условиями упругости, пластичности и прочности материала. Первые два условия получаются из условий прочности заменой $R_{пр}$ и R_T соответственно на пределы псевдоупругости σ_y^c , σ_y^p и пределы псевдопластичности σ_{II}^c , σ_{II}^p .

При сложном однократном кратковременном нагружении, а также при длительном нагружении начальная прочность бетона не снижается, если в процессе нагружения напряженное состояние не нарушает условий пластичности бетона. Тем самым оказывается ограниченным уровень роста начальных микротрещин.

При многократном повторно-переменном кратковременном и длительном нагружении начальная прочность бетона не снижается, если напряженное состояние при этом не нарушает условия упругости бетона. Этим исключается подрастание начальных микротрещин.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Смирнов С. Б. Расчеты прочности и разрушения бетона в железобетонных элементах АЭС. Вопросы атомной науки и техники. Серия «Проектирование и строительство». М., 1982, вып. 1(11).
2. Яшин А. В., Буслер Л. Э. Влияние сложного нагружения на деформации и прочность бетона при двухосном сжатии-растяжении. В кн.: Поведение бетона и элементов железобетонных конструкций при воздействиях различной длительности. М., НИИЖБ, 1980.
3. Друккер Д. Пластичность, течение и разрушение. Неупругие свойства композиционных материалов. Механика. М., Мир, 1978.
4. Оберт Л. Хрупкое разрушение горных пород. В кн.: Разрушение, т. 7, ч. 1. М., Мир, 1979.
5. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М., Госстройиздат, 1961.

Оценка предела усталости бетона по вязкости разрушения

В связи со значительной длительностью и трудоемкостью традиционных усталостных испытаний предложены ускоренные и упрощенные методы оценки усталостной прочности бетона и арматуры [1, 2]. Автором использована зависимость, полученная в результате анализа сопротивления механической модели бетона действию мгновенно прикладываемой (однократно и многократно) нагрузки, возрастающей от нуля до σ_{\max} [3], т. е. рассмотрен случай пульсирующей нагрузки:

$$R_y = \frac{R_{дл}}{R_t} R_{ц.т}, \quad (1)$$

где R_y — физический предел усталости для $\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max} = 0$ или же нижняя граница возможных экспериментальных значений предела усталости при больших базах испытаний ($N_b \geq 10^7$ циклов); $R_{дл}$ — предел длительности прочности; R_t — предел динамической прочности при скорости нагружения, одинаковой со скоростью возрастания циклической нагрузки от σ_{\min} до σ_{\max} ; $R_{ц.т}$ — циклический предел образования трещин, или такой уровень напряжений σ_{\max} , при котором с момента действия нагрузки в растянутой зоне бетона возникают развивающиеся трещины и снижается остаточная прочность. Его значение также относится к $\rho = 0$ (пульсирующий цикл). $R_{ц.т}$ рассматривается в работе [3] как параметр конечной прочности элемента модели, отражающий дефектную структуру бетона, а с точки зрения механики хрупкого разрушения — как предельное (критическое) напряжение σ_k , при котором наступает неустойчивое распространение трещин.

Использование формулы (1) сокращает длительность и трудоемкость испытания образцов при оценке предела усталости, однако методика определения $R_{дл}$ и $R_{ц.т}$ довольно сложна [1].

Обычно в работах по механике разрушения материалов анализируется вязкость разрушения K_c (экспериментальное критическое значение коэффициента интенсивности напряжений K_I), но оставляется без внимания σ_k (номинальное напряжение в образце, соответствующее K_c). В то же время этот параметр связан не только с $R_{ц.т}$, но, можно полагать, и с $R_{дл}$. Действительно, $R_{дл}$ представляется либо как уровень напряжений, разделяющий зоны линейной и нелинейной ползучести, обратимых и необратимых микроразрушений в структуре бетона (работы НИИЖБ) или как предел конструктивной прочности, при котором наступает момент необратимо прогрессирующего

развития микроразрушений (работы Новосибирского инженерно-строительного ин-та), т. е. в обоих случаях как уровень напряжений, отражающий момент потери устойчивости микротрещин и дефектов в структуре бетона. В механике хрупкого разрушения подобный параметр σ_k связан с вязкостью разрушения:

$$K_c = \sigma_k \sqrt{\pi l_k} f_{I_k}, \quad (2)$$

где K_c — вязкость разрушения; l_k — критическая длина (в данном случае глубина) трещины; f_{I_k} — безразмерная функция геометрических условий и вида напряженного состояния при подсчете K_c .

Поскольку параметр σ_k является критическим уровнем растягивающих напряжений, то для растяжения справедливо равенство $\sigma_k \approx R_{дл} \approx R_{ц.т}$, приближенность которого связана с развитием в бетоне системы трещин и с влиянием на $R_{ц.т}$ усталостных явлений и динамического характера нагрузки. В табл. 1 приведены данные по вязкости разрушения для обычного тяжелого бетона ($R_{сж} = 50 \dots 70$ МПа), а также соответствующие величины σ_k . Значения σ_k вычислены, исходя из формулы (2). при этом $f_{I_k} = 0,976$, а $l_k = 0,003$ м — для образцов-балочек

Таблица 1

Источник	K_c , МН/М ^{3/2}	σ_k , МПа	$\sigma_k/R_{р.и}$
[4] при $R_{р.и} = 8,5$ МПа	0,64	7,1	0,84
То же, при $R_{р.и} = 10$ МПа	0,71	7,9	0,79
[5] при $K = 1,8$ МН/М ^{3/2}	0,57	6,3	0,75
Данные автора при $R_{р.и} = 8,4$ МПа	0,6	6,7	0,8
Средние значения Данные Львовского физико-механического ин-та:	0,6	6,7	0,79
для растворов состава 1 : 2	0,6	6,7	0,83
то же, состава 1 : 3	0,5	5,6	0,81

размером $40 \times 40 \times 160$ мм [3]. Как видно из табл. 1, относительные значения критического напряжения $\sigma_k/R_{р.и}$ заключены в пределах 0,75—0,84 при среднем значении 0,79 для бетонов и 0,82 для растворов. Относительные значения $R_{дл}/R_{р.и}$ и $R_{ц.т}/R_{р.и}$ для подобных образцов, по данным [1, 3], находятся в пределах 0,72—0,78, т. е. практически в том же интервале, что и $\sigma_k/R_{р.и}$.

С учетом сделанных предположений формулу (1) можно представить в виде

$$R_y = \frac{\sigma_k^2}{R_t}, \quad (3)$$

которую в свою очередь можно записать как $\sigma_k = \sqrt{R_y R_t}$, иначе: критическое напряжение неустойчивого развития трещин для квазихрупкого тела, каким является бетон, представляет среднюю геометрическую величину R_y и R_t . Если же учесть, что R_y для модели бетона [3] отражает сопротивление чисто упругих кристаллизационных связей в структуре материала, а R_t — влияние на общее сопротивление модели неупругих (вязких и вибровязких) связей в зависимости от характера и скорости нагрузки, то полученное соотношение можно рассматривать как учет совместного влияния на σ_k для реального тела с дефектами упругих и неупругих связей.

Следовательно, для идеально упругого бездефектного материала все три параметра формулы (3) превращаются в один — предел прочности при данной скорости или же длительности нагружения.

Справедливость формулы (3) для обычного тяжелого бетона и растворов подтверждают данные табл. 2. При этом испытывали образцы-балочки размерами $40 \times 40 \times 160$ и $50 \times 50 \times 250$ мм с крупностью щебня соответственно до 10 и 15 мм по схеме трехточечного изгиба (одна сосредоточенная сила посередине пролета). Образцы не имели искусственного концентратора напряжений (надреза), что позволило определять σ_k , R_t и R_y на идентичных образцах. Для установления вязкости разрушения в растянутой зоне образцов предварительно создавали усталостную трещину при кратковременном циклическом нагружении при напряжении σ_{\max} , близком к $R_{ц.т}$, после чего образцы доводили до разрушения статической нагрузкой. Напряжение σ_k с учетом ослабления сечения образца трещиной и вязкость разрушения K_c вычисляли по разрушающей нагрузке, что допустимо для хрупких материалов. Для установления глубины трещин, предварительно создаваемых в образцах, использовали капиллярный метод дефектоскопии (адсорбция специальных красителей на вновь образующихся поверхностях). В результате установлено, что средний размер трещины l_k для рассмотренных образцов можно принять равным 0,003 м, что обусловлено, видимо, средним размером структурных элементов растворной части бетона (зерен песка), по контакту с которыми возникают трещины.

Динамическую прочность R_t определяли в ходе испытаний аналогичных образцов на изгиб и осевое растяжение с помощью установки инерционного типа для динамических и циклических испытаний [1]. При этом скорость возрастания нагрузки соответствовала частоте нагружения 900—1000 циклов/мин. Одновременно испытывали по 4—6 образцов, что обеспечивало необходимую точность оценки σ_k , R_t и R_y .

Данные табл. 2 свидетельствуют о том, что вязкость разрушения для бетонов и растворов образцов в этом

Таблица 2

Характеристика образцов	K_c , МН/м ^{3/2}	σ_k , МПа	R_f , МПа	R_y по формуле (3)	Экспериментальные значения R_y [1]
Из стандартного раствора на вольском песке, $R_{p.i} = 6,8$ МПа	0,44	4,9	7,8*	3,1	3,2
			1,15	0,45	0,47
Из раствора на песке с $M_{кр} = 1,8$; состав 1:3; $B/C = 0,4$; $R_{p.i} = 7,7$ МПа	0,53	5,9	9,6	3,6	3,8
			1,25	0,47	0,5
Бетон на гранитном щебне, речном песке; состав 1:1,5:3; $B/C = 0,4$, $R_{p.i} = 8,4$ МПа	0,56	6,2	10	3,8	3,9
			1,2	0,46	0,47
То же, на известняковом щебне, $R_{p.i} = 8,3$ МПа	0,63	7	10,4	4,7	4,7
			1,25	0,57	0,57
То же, на керамическом щебне, $R_{p.i} = 8,8$ МПа	0,67	7,5	11	5,1	5,5
			1,25	0,58	0,63

* Под чертой — относительные значения $R_f/R_{p.i}$ и $k_y/R_{p.i}$.

случае практически не отличается от значения K_c , определяемого принятыми в механике разрушения методами (см. табл. 1). Пределы усталости R_y , вычисленные по упрощенной формуле (3), совпадают со средними экспериментальными значениями для аналогичных образцов и сходных условий испытания в пределах точности измерений.

В расчетах на выносливость R_y

можно рассматривать как предел усталости бетона при базовом числе циклов $N_b = 10^7$ и $\rho = 0$, т. е. как величину $R_{b,0}$ [2]. Для перехода к пределу усталости при иных значениях ρ , а также к ограниченным пределам для $N < N_b$, следует исходить из диаграммы Гудмана и использовать формулы [2].

В помощь заводским лабораториям

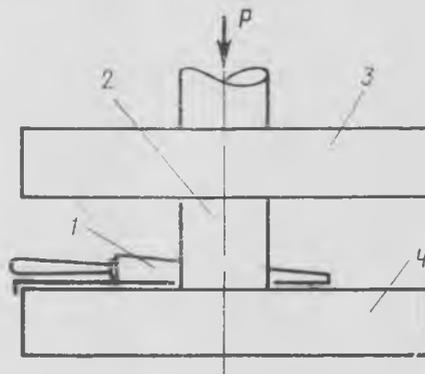
УДК 691.327:620.1.05

Б. П. ПОВЕТКИН, канд. техн. наук; Н. Т. МУКОСЕЕВА, инж. (ЦНИИОМТП);
О. А. БОГОСЛОВСКАЯ, инж.

Инструмент для испытаний бетонных образцов

Для повышения качества и сокращения времени испытания образцов, облегчения труда лаборанта в ЦНИИОМТП разработан инструмент для проведения испытания образцов на прессе*.

Инструмент представляет собой совок оригинальной конструкции, состоящий из корпуса, ручки, заднего и бокового упоров. В днище корпуса выполнено отверстие, конфигурация которого соответствует контуру испытываемого образца (при виде сверху), а размеры на 2—3 мм больше размеров образца (что позволяет исключить «эффект обоймы» при испытаниях). Длина упоров рассчитана таким образом, что при их соприкосновении с гранями



Инструмент для испытания образцов на прессе

1 — инструмент; 2 — бетонный кубик; 3 и 4 — верхняя и нижняя плиты пресса соответственно

* А. с. № 818597. Б. П. Поветкин. Инструмент для проведения испытаний образцов на прессе. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1981, № 13.

Метод ускоренной оценки предела усталости позволяет в десятки раз сократить длительность и трудоемкость испытаний образцов при достаточной для практических целей точности результатов. Полученное соотношение между критерием механики разрушения и параметрами прочности бетона упрощает анализ хрупкой прочности и трещиностойкости бетона. Если же учесть, что относительные значения пределов усталости при циклическом растяжении практически совпадают для тяжелого бетона с соответствующими значениями при сжатии [2], то предложенный метод допустимо распространить и на случай циклического сжатия.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Грушко И. М., Ильин А. Г., Рашевский С. Т. Прочность бетонов на растяжение. Харьков, изд. Харьковского университета, 1973.
2. Кириллов А. П. Выносливость гидротехнического железобетона. М., Энергия, 1978.
3. Алтухов В. Д. Связь предела усталости бетона с показателями прочности при однократном и малоцикловом нагружении. — В сб.: Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. Ростов-на-Дону, РИСИ, 1979.
4. Прочность цементных бетонов с позиций механики разрушения / Ю. М. Блженев, Г. И. Горчаков, Л. А. Алимов и др. — Строительство и архитектура Узбекистана, 1976, № 2.
5. Митрофанов Е. М., Жовнир А. С. Экспериментальное исследование характеристики сопротивления распространению трещин обычного тяжелого бетона. — Известия вузов. Строительство и архитектура, 1976, № 3.

плиты пресса центр отверстия в днище совпадает с вертикальной осью пресса. На днище снизу наклеена звукопоглощающая ткань.

Испытания выполняют следующим образом. Лаборант держит инструмент в одной руке, а другой вставляет испытываемый образец в отверстие и ставит на плиту пресса. Движением от себя передвигает инструмент с кубиком до соприкосновения упоров с гранями плиты пресса. Таким образом, образец автоматически занимает оптимальное для испытания положение (см. рисунок).

В процессе разрушения от образца откальваются куски бетона, которые задерживаются стенками инструмента, падают на днище. Таким образом, отходы и разрушенный образец остаются внутри. Движением на себя лаборант убирает образец с плиты, закрывая снизу другой рукой отверстие. На прессе практически не остается отходов, после каждого испытания не нужно очищать плиту. Инструмент для испытания кубов с ребром 100 мм внедрен в ЦЭКБСтроймехавтоматика ЦНИИОМТП и в других строительных организациях.

Опыт эксплуатации показал, что инструмент соответствует назначению и отвечает предъявляемым к нему требованиям. Улучшается техника безопасности труда лаборанта. Для испытаний образцов разных размеров и форм в лаборатории необходимо иметь набор инструментов с соответствующими отверстиями. Изготовить инструмент можно в любой строительной организации.

О закрытии трещин при изгибе железобетонных элементов

Расчет закрытия трещин производится по второму предельному состоянию. Необходимость определения момента внешних сил, при котором закрываются трещины в железобетонных элементах, возникает во многих случаях. К ним относятся трещины, образующиеся при подъеме и транспортировании изделий, особенно в области строповочных петель, а также возникающие при однородном нагружении, направление которого затем изменяется. В преднапряженных конструкциях при передаче напряжений на бетон могут появляться трещины обжатия (рис. 1,а).

Во всех этих случаях важно знать, при какой внешней нагрузке трещины закрываются. Данные в работах [1—3], рекомендации по вычислению M_3 требуют сложных вычислений. На основе полученных результатов можно предложить более простой способ расчета. Для нахождения M_3 необходимы два параметра перед началом закрытия (рис. 1,б) — глубина трещины r (или высота сохранившегося бетонного сечения) и σ_c . Значение r определяется методом последовательных приближений из условия, что упругие напряжения в вершине трещины (в точке В):

$\sigma_B = \frac{N}{F_p} - \frac{M - N_e}{W_{B,p}} = -2R_p$, где $p = h - r = \lambda h$; p относится к приведенному сечению высотой p , состоящему из бетона вне трещины и всей арматуры, включая зону трещины. Величина снимаемых сверху условных напряжений бетона: $\sigma_c = \sigma_B - R_p$ (σ_B находят одновременно с σ_B , а R_p учитывает остаточные деформации бетона при разрыве).

Допустим, что надо определить момент внешних сил, необходимый для закрытия трещины, т. е. для снятия на растянутом краю сечения условных напряжений бетона σ_c в случае трещины обжатия, при кратковременном ее раскрытии. При закрытии трещины обжатия эпюра прикладываемых напряжений, вызванных моментом закрытия трещин M_3 , имеет характерный вид, изображенный на рис. 1,в с нулевыми напряжениями в точке С [2, 3]. Эта эпюра двузначная, причем равнодействующая сжатой и растянутой зон равны между собой. Это условие справедливо для любых несквозных трещин, закрываемых при изгибе, независимо от причины, вызвавшей их раскрытие. Если разгрузка упругая, что достаточно справедливо при расчете M_3 , то очертание эпюры состоит практически из прямых участков.

Окончательную эпюру нормальных напряжений (см. рис. 1,в), прикладываемых при закрытии трещины моментом M_3 , можно представить как сумму эпюр (рис. 2). При этом следует рассматривать для эпюры на рис. 2,а все сечение высотой h , а для эпюры на рис. 2,б — сохранившуюся после образования трещины бетонную часть того же сечения высотой p , а также нижнюю и верхнюю арматуру (индекс «р»).

Поскольку эпюры, приведенные на рис. 2, треугольные, их можно представить как результат действия сил N или N_p , приложенных в нижних ядровых точках соответствующих сечений (для сечения высотой p рассматривается особая ядровая точка, при нахождении силы в которой $\sigma_n = 0$). Эти точ-

ки находятся ниже центров тяжести сечений на расстоянии:

$$\left. \begin{aligned} r_{\text{ни}} &= \frac{I}{(h-x)F}, \\ r_{\text{ян.р}} &= \frac{I_p}{(p-x_p)F_p} \end{aligned} \right\} (1)$$

Максимальные ординаты эпюр:

$$\sigma_D = \frac{N}{F} \frac{h}{h-x}; \quad (2a)$$

$$\sigma_E = \frac{N_p}{F_p} \frac{p}{p-x_p}. \quad (2б)$$

Силы N и N_p должны создавать внешний момент M_3 , следовательно, $N = N_p$ и $M_3 = Nd = N_p d$, где d — плечо внутренней пары сил: $d = (x - r_{\text{ни}}) - (x_p - r_{\text{ян.р}})$.

На рис. 1,д видно, что

$$\sigma_E = \sigma_C \frac{p}{h-p},$$

тогда из условия (2а):

$$\begin{aligned} N_p &= \sigma_E F_p \frac{p-x_p}{p} = \\ &= \sigma_C F_p \frac{p-x_p}{h-p}. \end{aligned} \quad (3)$$

Такой же результат можно получить из условия (2б).

Окончательно момент закрытия трещины:

$$\begin{aligned} M_3 &= Nd = \sigma_C F_p \frac{p-x_p}{h-p} \times \\ &\times [(x - r_{\text{ни}}) - (x_p - r_{\text{ян.р}})]. \end{aligned} \quad (4)$$

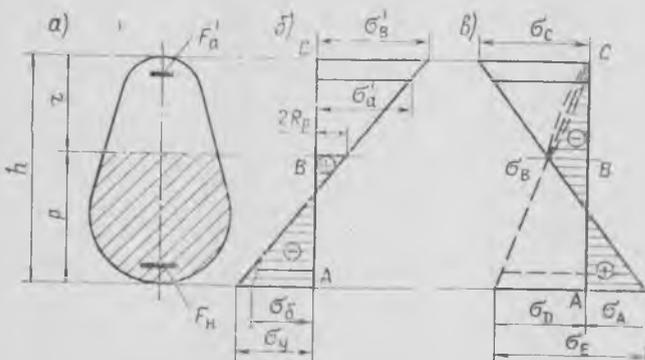


Рис. 1. Сечения и эпюры напряжений
а — поперечное сечение элемента; б — эпюра напряжений перед началом закрытия трещины; в — эпюра прикладываемых напряжений при полном закрытии трещины

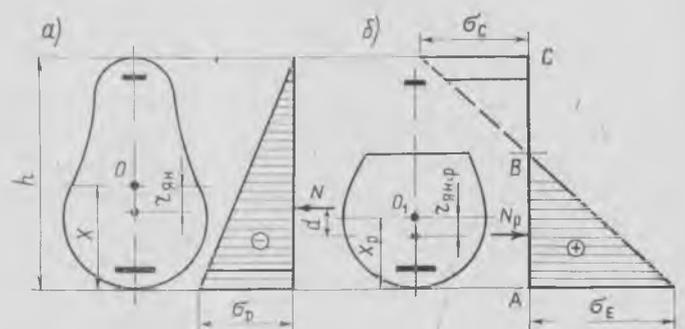


Рис. 2. Разложение эпюр напряжений по рис. 1,в
а — для сечения высотой h ; б — то же, высотой p ; O, O_1 — центры тяжести сечения

Для прямоугольного бетонного сечения, как и в источнике [2],

$$M_a = \frac{\sigma_c b h^2 \lambda^2}{6}$$

Формула (4) применима для приближенного определения момента закрытия любых несквозных нормальных трещин при изгибе, получивших ранее кратковременное раскрытие.

При необходимости σ_d и M_a уточняют, с учетом неупругой разгрузки бетона, принимая $\sigma' = \sigma_y (1 - \alpha_1 \xi - \alpha_2 \xi^2)$,

$$\xi = \frac{\sigma_y'}{\sigma_y + 2 R_{pt}}$$

расчете момента трещиностойкости обжатой зоны с учетом этого момента [2, 3]). При неупругой разгрузке момент закрытия трещин $M_{aн}$ оказывается несколько ниже M_a .

При сопоставлении результатов расчета M_a по формуле (4) и $M_{aт}$, согласно Руководству [4], необходимо учи-

тывать, что M_a — снимаемый момент внешних сил после приложения внешнего изгибающего момента M ; $M_{aт}$ — остающийся внешний момент, при котором закрываются трещины, т. е. в принципе $M_a = M - M_{aт}$.

Сравним правую и левую части этого условия. Рассмотрим двутавровое сечение высотой 150 см (пример 35 Руководства [4]). При $N_{02} = 0...580$ кН, $M = 217...650$ кН·м, $M/M_T = 1,05...2,5$, $r = 24...99$ см; M_a и $M_{aт}$ отличались в среднем на 0,4%, т. е. оказались близки. Из соответствия M_a и $M_{aт}$, определенного при $\sigma_b = 1$ МПа, можно сделать вывод об одинаковом физическом состоянии в обоих случаях. Величина сжатия 1 МПа, используемая в работах [4, 5], по-видимому, является лишь достаточно условной поправкой к приближенному первому члену правой части формулы (245) по [4].

Изложенная методика в сочетании с источниками [1—3] помогает вскрыть

сущность процесса закрытия трещин. Ее можно рекомендовать при тех же ограничениях, что и Руководство [4].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Цейтлин С. Ю. Исследование предварительно-напряженных элементов с трещинами, образующимися при внецентренном обжатии. — Бетон и железобетон, 1966, № 5.
2. Цейтлин С. Ю. Особенности процесса закрытия трещин обжатия в преднапряженных элементах. — В кн.: Исследования по созданию и внедрению в производство новых и усовершенствованных технологических процессов. М., ВНИИЖелезобетон и НИЛ ФХММ и ТП, 1979.
3. Цейтлин С. Ю. Влияние неупругой разгрузки бетона на закрытие трещин обжатия и трещиностойкость обжатой зоны преднапряженных элементов. — В кн.: Исследования по созданию и внедрению на предприятиях Главлеспромстройматериалов новых и усовершенствованных технологических процессов. М., ВНИИЖелезобетон и НИЛ ФХММ и ТП, 1982.
4. Руководство по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. М., Стройиздат, 1977.
5. Дмитриев С. А. Бирулин Ю. Ф. Раскрытие трещин в предварительно-напряженных железобетонных элементах при повторном нагружении. — Бетон и железобетон, 1970, № 5.

УДК 624.072.2/3:539.4

В. П. МИТРОФАНОВ, П. П. ВОСКОБОЙНИК, инженеры
(Полтавский инженерно-строительный ин-т)

Влияние поперечной силы на прочность нормальных сечений изгибаемых элементов

Экспериментами установлено, что при поперечном изгибе элементы разрушаются по нормальному сечению с наибольшим моментом или обрывом продольной арматуры, если в поперечной арматуре не достигается предельное состояние. Элементы, у которых предельное состояние наступает только в продольной арматуре, можно считать перearмированными поперечной и непереармированными продольной арматурой. Для них характерны обрывы продольной арматуры и достаточно мощные хомуты, необходимость установки которых обусловлена расчетом по раскрытию наклонных трещин.

Испытания балок с обрывами стержней продольной арматуры, заанкеренных приваркой концов к стержням без обрывов, позволили выявить специфику развития предельного состояния рассматриваемых элементов. Разрушению предшествовало образование и развитие нормальных и наклонных трещин, появившихся на растянутой грани или в пределах высоты сечения элемента. Одна из трещин (начальная) проходила через место обрыва арматуры (рис. 1). Опасным было сечение обрыва продольной арматуры, в котором арматура испытывала кроме растяжения изгиб, на наличие которого указывали измерения фибровых деформаций арматуры, а также сдвиг участков растянутой грани элемента. Поэтому наступление

предельного состояния арматуры фиксировали согласно известному условию пластичности внецентренно-растянутого сечения, используя найденные по фибровым деформациям N_a и M_a .

С достижением предельного состояния продольной арматуры в месте обрыва возникало нормальное ответвление начальной наклонной трещины, которое в совокупности с крутой нижней частью образовывало практически нормальную ось элемента опасную трещину (см. рис. 1). Ее формирование вызвало существенную локализацию деформаций арматуры и бетона вблизи трещины, вследствие чего элемент работал по системе двух дисков, соединенных податливыми связями в виде участков локализации деформаций. Развитие опасной нормальной трещины завершалось разрушением бетона около ее конца от совместного действия нормальных сжимающих σ_b и касательных τ_b напряжений, приводящихся к равнодействующим N_b и Q_b (см. рис. 1). Разрушение элементов отличалось пластичным характером, особенно при небольшом количестве продольной арматуры.

Расчет прочности нормальных сечений по СНиП II-21-75 не учитывает влияния поперечной силы. Для преодоления этого необходимо условие прочности бетона над опасной нормальной трещиной при совместном действии про-

дольной сжимающей N_b и поперечной Q_b сил [1], в данном случае

$$\sigma_b = m_b R_{пр}, \quad (1)$$

где m_b — коэффициент условий работы бетона, учитывающий влияние поперечной силы: $m_b = 1 \pm \frac{Q_b}{AR_{пр} b x}$, при-

чем $A = m_2 (R_D / R_{пр})^{1/2}$; m_2 находят по табл. 34 СНиП II-21-75; x, b — высота и ширина сечения зоны разрушения бетона (см. рис. 1). Знак «+» принимается, когда усиле Q_b , действующее на часть элемента, в которой располагается зона разрушения бетона, направлено от сжатой грани элемента к растянутой, т. е. Q_b прижимает зону разрушения к диску элемента (рис. 2), «—» — при отрыве Q_b зоны разрушения (см. рис. 2).

Анализ напряженно-деформированного состояния в стадии разрушения элементов с опасной нормальной трещиной при действии Q позволил положить в основу расчета прочности следующие предпосылки:

в уравнении равновесия усилий нормального сечения $\Sigma Y = 0$ пренебрегают поперечной силой продольной арматуры;

взаимное плоское движение дисков представляет главным образом, вращение, роль поступательной составляющей

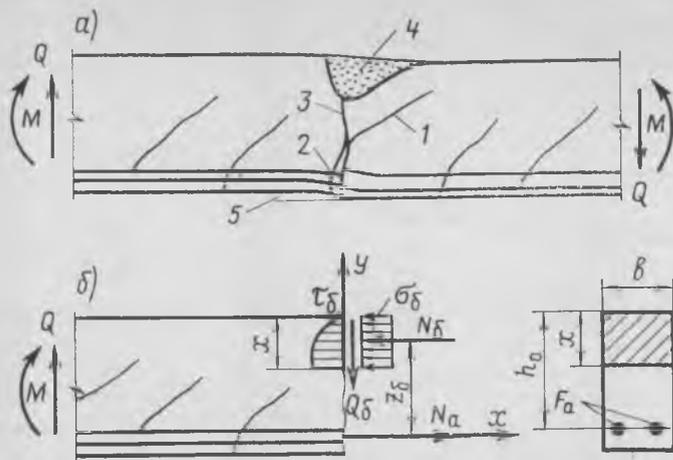


Рис. 1. Развитие опасной нормальной трещины (а) и расчетная схема усилий нормального сечения (б) железобетонного элемента при поперечном изгибе

1 — начальная наклонная трещина; 2 — область пластичности арматуры; 3 — нормальное ответвление наклонной трещины; 4 — зона разрушения бетона; 5 — сдвиг участков растянутой грани элемента

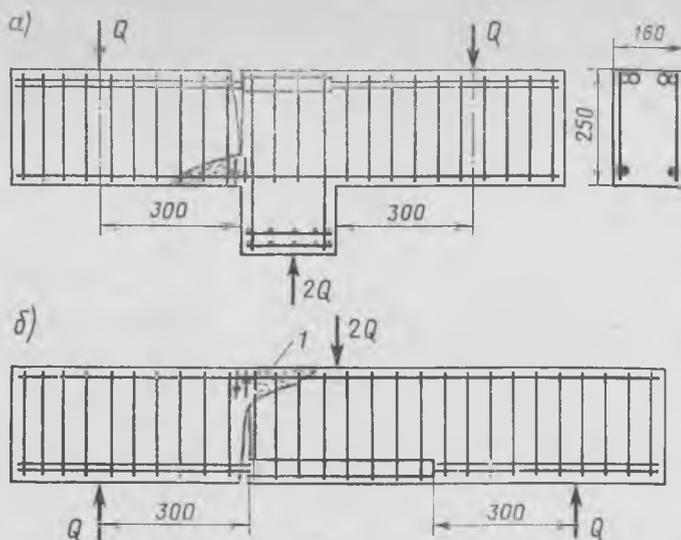


Рис. 2. Опытные образцы БК с прижатием (а) и Б с отрывом (б) зоны разрушения бетона поперечной силой

невелика. Вследствие этого раскрытие опасной нормальной трещины преобладает над взаимным сдвигом, препятствуя, согласно критерию [2], появлению зацепления граней почти на всей длине трещины, поэтому силы зацепления в трещине можно не учитывать;

осевое усилие продольной арматуры $N_a = \sigma_a F_a$ находят по среднему нормальному напряжению в опасном сечении:

$$\sigma_a = m_a R_a, \quad (2)$$

где $m_a = m_{a1} m_{a4}$.

При $m_{a1} \leq 1$ происходит снижение предельных напряжений арматуры вследствие влияния изгиба, при $m_{a4} \geq 1$ учитывается работа арматуры при напряжениях выше предела текучести. Для арматуры классов А-I и А-II:

$$m_a = 1,65 (1 - 2\bar{\xi}) \geq 1,$$

$$\text{где } \bar{\xi} = \frac{\mu_a R_a}{R_{np}};$$

принимается равномерное распределение напряжений σ_b по высоте x (см. рис. 1) и для прямоугольного сечения зоны разрушения бетона:

$$z_b = h_0 - 0,5x. \quad (3)$$

Эти предпосылки соответствуют расчетной схеме усилий (см. рис. 1), условия равновесия которых с учетом формул (1) и (2), дают расчетные зависимости:

$$\left. \begin{aligned} A_0 &= \frac{M}{R_{np} b h_0^2} = m_b \bar{\xi} v; \\ m_b &= 1 \pm \frac{A_0}{A \varphi \bar{\xi}}; \\ \bar{\xi} &= \frac{m_a R_a \mu_a}{R_{np}} = \frac{A_0}{A \varphi} \end{aligned} \right\} (4)$$

где $\bar{\xi} = \frac{x}{h_0}$; $v = 1 - 0,5\bar{\xi}$; $\varphi = \frac{M}{Q h_0}$.

Из выражений (4) получена формула для проверки прочности нормальных сечений элементов:

$$M = \frac{R_{np} b h_0^2 m_a \bar{\xi} (1 - 0,5 m_a \bar{\xi})}{1 \pm \frac{0,5 m_a \bar{\xi}}{A \varphi}}, \quad (5)$$

и для подбора требуемого сечения продольной арматуры:

$$F_a = \frac{\left[1 \pm \frac{A_0}{2 A \varphi - \sqrt{\left(1 \pm \frac{A_0}{2 A \varphi}\right)^2 - 2 A_0}} \right] \times m_a R_a \times R_{np} b h_0}{m_a R_a} \quad (6)$$

Учитывая небольшое число опытных данных, рекомендуется для обычной арматуры принимать $m_a = 1$, а для высокопрочной использовать указания СНиП II-21-75.

При $Q \rightarrow 0$, $\varphi \rightarrow \infty$, $m_b \rightarrow 1$ они преобразуются в известные формулы СНиП для расчета прочности нормальных сечений. В случае $m_b > 1$ при расчете по формулам (4)–(6) необходимо учитывать ограничение $A \varphi > 1$, обусловленное погрешностью расчетной предпосылки.

Предлагаемое уточнение расчета прочности нормальных сечений увеличивает несущую способность элементов и снижает расход продольной арматуры по сравнению с расчетом по СНиП. Это происходит когда Q_b прижимает зону разрушения бетона к диску элемента. Такие случаи встречаются при расчете сечений на промежуточных опорах неразрезных балок и ригелей, в защемленных балках. Эффективность такого расчета зависит в основном от φ , вида и марки бетона и возрастает с уменьшением φ и R . Обычно достигается снижение требуемой площади сечения арматуры на 10–20% по сравнению с расчетом по нормам. Когда Q_b отрывает зону разрушения бетона (например, в сечениях обрыва продольной арматуры в пролетах балок и ригелей), расположение мест обрыва необходимо контролировать по эпюре материалов, получаемой на основе выражения (5).

Эффективность предлагаемого уточнения расчета существенно зависит также от конструкции и способа обрыва продольной арматуры. Его целесообразно проектировать в виде составных арматурных стержней [3], изготавливаемых посредством контактной стыковой сварки, позволяющей использовать отрезки арматуры. При отсутствии необходимого оборудования обрываемые стержни можно анкерить приваркой их концов дуговой сваркой к основным стержням. Поскольку обрывы приходится располагать, как правило, в зоне трещин, надежную анкерровку обрываемых стержней вследствие сцепления τ бето-

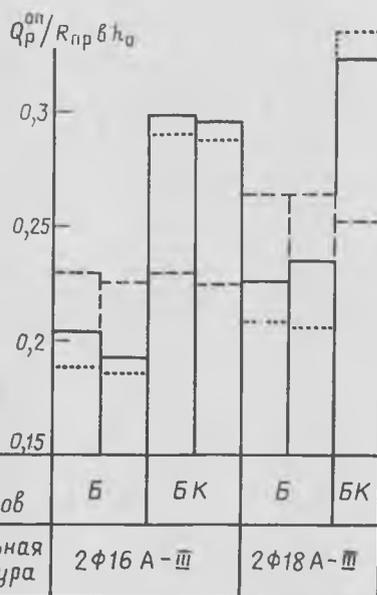


Рис. 3. Предельная поперечная сила испытанных образцов — опытная; — по СНиП II-21-75; — по предлагаемому методу

ном обеспечить трудно. При этом снижается эффективность обрывов из-за увеличения длины обрываемых стержней на размер зоны анкеровки.

Для проверки влияния поперечной силы на прочность нормальных сечений испытывали образцы, имевшие одинаковые параметры, но в одних усилие Q_6 прижимало зону разрушения бетона к диску элемента, а в других — отрывало (см. рис. 2). Сопоставление предельных нагрузок образцов БК и Б подтвердило теоретический прогноз. Образцы БК оказались в условиях опытов ($\varphi=1,4$; $R=14$ МПа) прочнее Б на 40—50%, что согласовалось с расчетом по предлагаемому методу (рис. 3).

Выводы

Уточнение расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов с учетом влияния поперечной силы улучшает совпадение расчетной предельной нагрузки с опытной. Для рассмотренных образцов среднее арифметическое отношение x опытных предельных поперечных сил $Q_p^{оп}$ к теоретическим $Q_p^{теор}$, найденным по предлагаемому методу, равно 1,05, коэффициент вариации v отношения $Q_p^{оп}/Q_p^{теор}$ составил 4,88%. При определении $Q_p^{теор}$ по СНиП $x=1,052$; $v=20,2\%$. Метод расчета норм недо-

оценивает прочность нормального сечения, когда сила Q_6 прижимает зону разрушения бетона к диску элемента, и переоценивает, если Q_6 отрывает бетон зоны разрушения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Митрофанов В. П. Прочность бетона над опасной наклонной трещиной. — Бетон и железобетон, 1972, № 12.
2. Торяник М. С., Митрофанов В. П. Структурно-вероятностная модель шероховатости поверхности отрыва бетона и применение ее в расчете прочности наклонного сечения железобетонных балок. — В сб.: Вопросы надежности железобетонных конструкций. Куйбышев, 1977.
3. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). М., Стройиздат, 1978.

УДК 69.021.15:69.059.22

А. Н. ТЕТИОР, канд. техн. наук; С. В. РОДИН, инж. (ДИСИ)

О механизме хрупкого разрушения столбчатых фундаментов

В различных источниках [1—4] приведены разнообразные пирамиды продавливания в результате хрупкого разрушения плиты при действии сосредоточенной нагрузки. Различия заключаются в величине угла наклона граней пирамиды (30—78°), существует даже разрушение с перевернутой пирамидой. Продавливание (образование пирамиды) наблюдалось при действии нагрузки, распределенной на квадратной, круглой или прямоугольной площадке. Расчетные формулы, как и в СНиП II-21-75, основаны на определении нагрузки, воспринимаемой при отрыве пирамиды от плиты. В работах [1—3] эмпирический коэффициент в правой части формулы составлял 1—2,5, в [1, 4] отмечено, что на прочность при продавливании влияет не только бетон, но и арматура. В плите наблюдаются переходные формы хруп-

кого разрушения. При соотношении ширины плиты и площадки передачи нагрузки более 7 образуются пирамиды продавливания, а при меньших — наблюдаются переходные формы.

Авторами проведены опыты по получению продавливания, при этом испытано 49 крупномасштабных образцов фундаментных плит размером 1×1 и 30 плит размером 2×2 м различной высоты. В ходе экспериментов варьировали факторы, существенно влияющие на хрупкую прочность плит — высоту плиты, вылет консоли (расстояние от грани плиты до грани монолитной вышележащей ступени), процент армирования, марку бетона и др.

Исследования проводили в двух силовых грунтовых лотках размерами 2×2 и 4×4 м. Перед очередным испытанием песок раскапывали и послойно уплотняли до достижения объемной массы 17—18 кН/м³.

При этом фиксировали основные параметры силового взаимодействия конструкции плиты и песчаного основания — деформации бетона сжатой зоны, стержней арматурной сетки, контактное давление и трение, начало трещинообразования, ширину раскрытия трещин по подошве плиты, осадку плит. Затем часть образцов распилили на камнерезном станке дисковыми пилами с алмазными резцами для выявления внутреннего трещинообразования.

Основное внимание было сосредоточено на области плиты в зоне хрупкого разрушения, примыкающей к колонне, в которой концентрируются усилия и напряжения (рис. 1). При ограничении горизонтальных перемещений опорных зон плит отмечается дополнительный распор, влияющий на наклон изостат; сосредоточенные усилия на контакте изменяют наклон изостат, распределение деформаций и напряжений.

В неперearмированных железобетонных конструкциях трещины распространяются (с некоторым приближением) в направлении изостат, т. е. являются трещинами отрыва. При одновременном отрыве всей поверхности пирамиды (рис. 2) должен происходить отрыв I_0 и сдвиг I_c в трещине, что невозможно, поскольку отрыву пирамиды в опытах предшествует раскрытие трещин в растянутой зоне [1—4].

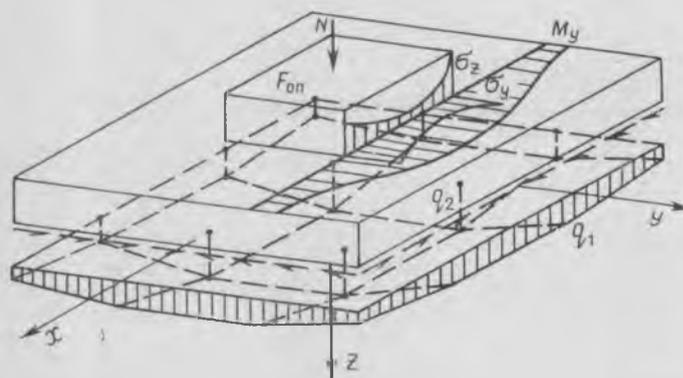


Рис. 1. Особенности напряженно-деформированного состояния фундаментной плиты

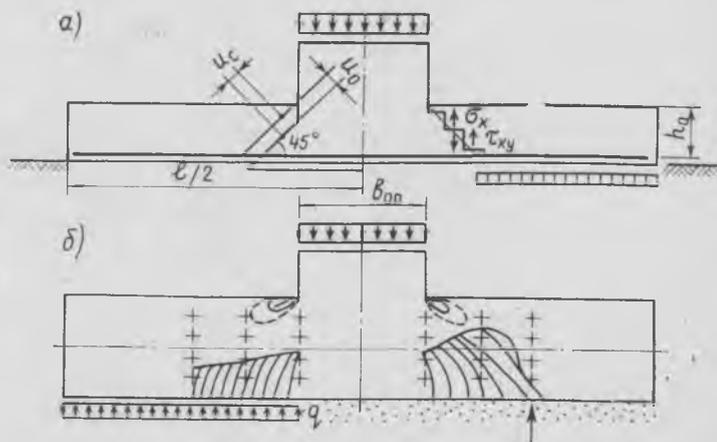


Рис. 2. Схемы образования наклонных трещин

а — пирамида продавливания по СНиП (слева) и действие усилий в сечении под углом 45° (справа); б — сравнительные схемы образования и направления трещин при распределенной (слева) и сосредоточенной (справа) реакциях

Данные различных исследователей по продавливанию не противоречат друг другу. Угол наклона трещины и даже развитие обратной пирамиды в каждом случае зависят от напряженно-деформированного состояния. Преобладание напряжений от изгиба или от местного сжатия, нормальных или касательных, в различной степени влияет на наклон и распределение изостат. Построение областей трещинообразования и изостат для некоторых случаев хрупкого разрушения подтверждает проведенный ранее анализ (см. рис. 2).

Нами были получены пирамиды (точнее некоторые тела продавливания) после дробления сжатой зоны, ее среза, а также смятия под колонной. Во всех случаях отмечалось хрупкое перемещение колонны относительно плиты — при срезе мгновенное, при дроблении и смятии постепенное. Нагрузки, соответствующие разрушению, превышали нагрузки продавливания по СНиП в 1,3—3,1 раза (в основном в 1,6—2 раза). Результаты некоторых опытов, в которых получено хрупкое разрушение с образованием тела продавливания, приведены в таблице. Большой разброс объясняется тем, что формула СНиП не учитывает некоторые реальные особенности напряженно-деформированного состояния фундаментов. При сравнении опытных и расчетных данных этих фундаментов с учетом фактической формы пирамиды продавливания и перераспределенной эпюры контактных давлений установлено, что отклонение значительно снижается. Однако в некоторых опытах наблюдается превышение фактических разрушающих нагрузок над опытными.

Получение продавливания в работе [1] при уменьшении размера колонны объясняется резким возрастанием концентрации M , а значит и сжимающих напряжений у колонны, что наряду с местными напряжениями вызывает подкол сжатой зоны наклонной трещиной.

Действительным механизмом хрупкого разрушения плит можно считать дробление, срез сжатой зоны и смятие бетона под опорой, с последующим (вторичным) образованием тела продавливания.

Чем больше процент армирования,

тем заметнее влияние арматуры на отклонение изостат вблизи нее. Этим и объясняется различие в направлении трещин вблизи рабочей арматуры в разных опытах (вплоть до откола всей сетки горизонтальной трещиной).

Поскольку напряжения σ_y, σ_z концентрируются в углах площадки, передающей внешнюю нагрузку на плиту, это место в первую очередь подвержено хрупкому разрушению. Точный учет всех параметров, влияющих на сопротивление хрупкому разрушению, с использованием возможных видоизмененных формул (102) СНиП невозможен. Поэтому нами предложено уточнение расчета на продавливание: введение в формулу (102) СНиП $k=1,3$ для тяжелого бетона; расчет хрупкой прочности, выполняемый как проверка условия (136) СНиП для угловых зон стыка колонны и плиты в сжатой зоне бетона с учетом концентрации $M, Q, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{zy}$ (начало трещинообразования считается хрупким разрушением).

При этом сначала вычисляют

$$\sigma_z = n \frac{N}{F_{оп}}$$

где n — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения σ_z и σ_y по грани опоры: $n=1,3 \dots 1,5$.

Затем определяют

$$\sigma_y = \frac{n \sigma_a F_a}{2 b_{оп} \left(h_0 - \frac{M}{\sigma_a F_a} \right)}$$

где $b_{оп}$ — ширина опоры;

$$M = 0,167 [0,5 (l - b_{оп}) - f (0,9 h_0 + a)]^2 \times \left\{ \frac{3 P}{l} - \frac{\lambda_a [0,5 (l - b_{оп}) - f (0,9 h_0 + a)] l P}{0,9 h_0 F_{\phi s}} \right\}$$

причем λ_a — удлинение в арматуре в зоне образования пластического шарнира: $\lambda_a = 0,05$ см [5]; f — коэффициент трения между подошвой плиты и грунтом основания [5]; F_{ϕ} — площадь подошвы фундамента; s — осадка фундамента.

Далее находят τ_{zy} , принимая с некоторым допущением его распределение над трещиной равномерным:

$$\tau_{zy} = \frac{Q \sigma_y}{n \sigma_a F_a}$$

Для установления Q находят объем эпюры контактных давлений в зоне опорной площадки (см. рис. 1):

$$Q = \frac{0,5 q_1 b_{оп} (l - b_{оп})}{l} + 0,25 \left(\frac{q_2}{l} - \frac{q_1}{l} \right)^2 b_{оп} (l - b_{оп})$$

После этого определяют величину главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в бетоне сжатой зоны:

$$\sigma_{г.р.г.с} = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{zy}^2}$$

и проверяют условие (136) СНиП.

Расчет плит по предложенной методике показал, что при нагрузках, близких к разрушающим, в сжатой зоне образуются трещины; условие (136) СНиП не соблюдается. Начало трещинообразования отмечается в зонах концентрации напряжений σ_y, σ_z и изгибающего момента в углах опорной площадки. С ростом нагрузки происходит трещинообразование в остальных участках контура.

Выводы

Хрупкое разрушение столбчатых фундаментов с возможным образованием тела продавливания наступает вследствие дробления, среза или смятия сжатой зоны бетона.

Форма тела продавливания более сложная, чем пирамида с четырьмя гранями. Наклон граней не является постоянным и зависит от параметров конструкции.

Хрупкое разрушение (продавливание) наступает после образования и некоторого раскрытия трещин, поэтому оно проявляется при значительном перераспределении контактных давлений.

Учет в формуле (102) СНиП фактических эпюр контактных давлений и тела продавливания позволяет значительно уменьшить разброс расчетных и опытных значений разрушающих нагрузок. Однако иногда наблюдается занижение до 10% расчетных нагрузок по сравнению с фактическими.

Учет фактического распределения нормальных напряжений, моментов и поперечных сил в угловых зонах дает возможность получить близкие к фактическим расчетные значения разрушающих нагрузок.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Гвоздев А. А., Залесов А. С., Ермуханов К. Е. Переходные формы между разрушением по наклонному сечению и продавливанием. — Бетон и железобетон, 1980, № 3.
- Цесарский А. А. К расчету прочности железобетонных фундаментных плит на продавливание. — В сб.: Исследование напряженно-деформированного состояния оснований и фундаментов. Новочеркасск, Новочеркасский политехнический ин-т, 1971.
- Эффективные строительные конструкции / И. А. Лукашенко, И. А. Роклин, В. Д. Галлиц и др. Киев, Будівельник, 1978.
- Коровин Н. Н., Ступкин А. В. Продавливание плиты колонной. — Бетон и железобетон, 1978, № 8.
- Железобетонные конструкции / И. И. Улицкий, С. А. Ривкин, М. В. Самолетов и др. Киев, Будівельник, 1973.

Продавливающие силы, кН, при расчетной схеме							
h, см	F _{оп} , см	R _н , МПа	F _л , см ²	теоретические		опытные	
				45°	30-75°	30-75°	30-75°
8	30×30	51,2	10,2	211	69	369	344
16	30×30	20,7	15,4	325	456	910	882
16	60×60	42,4	5	1014	1954	1205	1384
24	40×40	20,7	43,3	775	917	953	1050
24	50×50	49,3	11,3	1650	1250	3190	2800
24	70×70	31,7	26	1901	2020	2590	3250
32	30×30	38,7	58,5	1561	1700	2720	2450
32	50×50	20	54,3*	1583	1726	3024	3750
40	30×30	29,8	24,1	2169	2433	3268	3140

* Арматура — класса А-II, во всех остальных случаях — класса А-III.

Отделка наружных стеновых панелей методом присыпки

На конвейерной линии по изготовлению стеновых панелей завода КПД Фрунзенского ДСК Министерства строительства КиргССР освоена новая технология отделки наружных поверхностей стеновых панелей мраморной крошкой методом присыпки, требующая меньшего расхода строительных материалов и значительно сокращающая трудозатраты.

На поверхность наружной стеновой панели фактурукладчиком наносят тонкий слой цементного раствора, который заглаживается, затем через специальное сито методом присыпки — слой мраморной крошки. С помощью вала фактурукладчика равномерно нанесенный слой крошки утапливают в цементный раствор и выравнивают.

В отличие от обычной технологии, заключающейся в предварительном приготовлении отделочного слоя из тех же компонентов с помощью бетономешалки, такой способ на 50% сокращает расход материала. Исключены операции приготовления смеси в бетономешалке, а также последующая отмывка водой наружного слоя мраморного щебня от налипшего раствора для обнажения фактуры облицовки.

В результате внедрения новой технологии более чем в 2 раза снизились трудозатраты и продолжительность отделки изделий, возросла производительность труда и повысилась качество отделки наружных стеновых панелей в заводских условиях.

Рационализаторами Фрунзенского ДСК разработана установка, предназначенная для сортировки мраморной



Установка для сортировки мраморной крошки

крошки в заводских условиях на фракции 20—25, 5 мм, а также отсева мраморного песка, входящего в состав мраморной смеси

Установка (см. рисунок) состоит из стальной рамы, на которой смонтированы приемный бункер, грохот и ленточный конвейер. Для принудительной подачи гравия в барабан грохота в горловине бункера смонтирован вибработ, барабан приводится в действие редуктором с помощью электродвигателя. Основной рабочий орган установки — барабан — вращается на горизонтальной оси, на его поверхности имеются ряды отверстий диаметром 20—25 мм для просеивания крупной фракции гравия. С наружной стороны барабан окружен цилиндром из стальной сетки с ячейками 5 мм. Зазор между барабаном и цилиндром составляет 30 см. К наружному торцу барабана подведена лента транспортера длиной 15 м.

Смесь мраморного щебня засыпается в приемный бункер с помощью автопогрузчика. Из бункера по желобу она попадает во вращающийся барабан грохота, где разделяется по фрак-

циям. Щебень фракции 20—25 мм из барабана попадает на транспортер, который относит его к месту складирования. Щебень фракции 5 мм просеивается через металлическую сетку цилиндра и высыпается возле установки. Отсеянная и отделенная от смеси специальным устройством мраморная пыль высыпается с другой стороны установки.

Обслуживает установку, включая загрузку бункера, один рабочий.

Мраморный щебень поступает в цех по изготовлению наружных стеновых панелей в качестве отделочного материала, а мраморный песок используется при устройстве мозаичных полов в строительстве.

Внедренная в 1981 г. на заводе КПД Фрунзенского ДСК установка отличается высокой производительностью, надежностью в работе и хорошим качеством фракционирования смеси мраморного щебня.

За дополнительными сведениями обращаться по адресу: 720064, г. Фрунзе, ул. М. Горького, 1-А, ДСК.

О. С. ЛИЩЕНКО, инж.
(трест Оргтехстрой Минстроя КиргССР)

Информация

УДК 691.327:658.562

О методах проектирования состава и контроля качества бетонов

В 1982 г. МДНТП им. Ф. Э. Дзержинского совместно с МИСИ, НИИЖБ и другими организациями провел научно-технический семинар, посвященный методам проектирования состава бетона различных видов и контролю их качества. В работе семинара приняли участие 480 человек, представляющих в основном промышленность сборного железобетона и строительные организации Москвы и других городов Союза. Кроме

того, в семинаре участвовали работники проектных, научно-исследовательских, учебных и других организаций. Было представлено 27 сообщений по наиболее актуальным аспектам рассматриваемой проблемы.

Общие принципы оптимального проектирования составов бетонов рассмотрены в докладе д-ра техн. наук проф. Ю. М. Баженова. Отмечается, что большинство современных способов проек-

тирования состава бетона базируются на методе абсолютных объемов и законе водоцементного отношения. При одинаковом V/C бетоны разных составов несколько отличаются по прочности и большую прочность имеют более плотные бетоны. Способ расчета состава бетона не может обеспечить экономии цемента, так как правильный способ дает состав с минимально возможным расходом цемента, при котором удовлетворя-

ются заданные свойства бетона и бетонной смеси. Однако применение несовершенных способов расчета может привести к перерасходу цемента.

Большое внимание в докладе уделено необходимости широкого внедрения различных добавок, особенно суперпластификаторов, которые позволяют получать бетоны прочностью, в 1,5—1,7 раза превышающей марку использованного цемента. Кроме того, применение суперпластификаторов позволяет, снижая расход цемента, значительно сократить и топливно-энергетические затраты на производство бетона.

Несколько докладов посвящены особенностям проектирования составов тяжелых и легких бетонов для сборных и монолитных конструкций. В них подробно рассмотрены способы проектирования составов бетонов для сборных конструкций, даны необходимые для расчета графики, номограммы и базовые зависимости, позволяющие использовать материал статьи непосредственно в лабораториях при подборе составов бетонов; общие рекомендации по проектированию бетонов для монолитного строительства. Изложены последние достижения в практике проектирования составов легких бетонов с учетом предъявляемых к ним контролируемых характеристик, а также более существенным влиянием свойства пористых заполнителей на свойства бетона.

Приведена схема проектирования составов тяжелого бетона, по которой уточнены и дифференцированы коэффициенты в формуле прочности бетона, водопотребность бетонных смесей различной удобоукладываемости, оптимальное содержание песка и щебня в бетоне и другие технологические факторы.

Донецким Промстройниипроектм предложен новый подход к проектированию состава бетона на основе анализа форм связи воды и новообразования в цементном тесте и цементном камне.

Несколько докладов посвящены контролю качественных характеристик бетонов. В них рассмотрены основные виды входного, операционного и приемочного контроля. Отмечена необходимость усовершенствования применяемых методов определения и контроля свойств исходных материалов и затвердевшего бетона для приближения их к реальным условиям эксплуатации бетона и конструкций, а также для создания экспрессных методов определения основных свойств материалов, позволяющих оперативно использовать результаты контроля для корректирования технологических процессов производства бетона. Изложены статистические методы контроля морозостойкости и водонепроницаемости бетона, что особенно важно в связи с необходимостью перехода на нормирование этих показателей по классам, как предусмотрено действующим стандартом СЭВ. Рассмотрен контроль качества бетонов транспортных конструкций по их воздухопроницаемости. Особенностью предложенного метода является его осуществление не на специальных образцах, а непосредственно на готовых конструкциях.

Большая группа докладов была посвящена проектированию специальных видов бетонов. Изложены особенности подбора составов бетонов с противоморозными добавками, применяемыми, в частности, на строительстве БАМа; рассмотрены проблемы проектирования и изготовления конструкций из морозостойких бетонов. В этих докладах предлагается комплексный подход, включающий выбор материалов и обеспечение необходимой технологии производства, которые должны гарантировать получение бетонов заданной долговечности. Показано, что для многих специальных конструкций (дорожные изделия, трубы и т. д.) необходимо обеспечить высокую плотность бетона, способствующую повышению долговечности конструкций. Рекомендуемая схема проектирования состава бетона проверена на московских заводах и дала хорошие результаты.

Отмечены успехи в проектировании составов бетонов и совершенствовании более перспективной технологии производства вибропроткатных изделий, в которых за прошедшие после внедрения годы удалось снизить расход цемента с 600 до 400 кг/м³.

В докладах участников семинара рассмотрены специальные вопросы подбора составов бетона для трубопроводного транспорта, а также особенности проектирования составов бетонов для условий сухого жаркого климата.

Определены составы специальных видов бетонов на основе структурно-технологических характеристик на базе работ, выполненных в МИСИ. Приведенные номограммы и пример расчета позволяют достаточно просто подобрать номинальный состав бетона для его последующей экспериментальной проверки.

Важным разделом семинара явились сообщения о рациональных областях применения в бетонах цементов, заполнителей и отходов других отраслей промышленности. Так, рассмотрен комплекс проблем использования цементов в бетонах. Показано, что каждый конкретный цемент имеет вполне определенную область эффективного использования. Рациональное использование цемента в бетонах включает в себя производство цементов требуемой номенклатуры, правильное планирование цементов потребителям и оценку его свойств по результатам испытаний в бетоне непосредственно на производстве.

Изложены основные направления рационального использования заполнителей для бетона, в том числе зол и шлаков; рассмотрены вопросы нормирования расхода цемента в промышленности строительных материалов и строительстве.

Несколько сообщений посвящены математическим методам планирования экспериментов и управлению качеством бетонов, в частности особенностям математического планирования экспериментов и составлению машинно-ориентированного метода расчета составов бетонов. Отмечено, что применение математических методов дает наиболее ощу-

тимый экономический эффект сил только при использовании априорной технологической информации.

В одном из докладов освещена действующая в течение нескольких лет в системе Минстроя ЛитССР автоматизированная система управления качеством бетона со статистическим прогнозированием. Эта система позволяет оперативно с использованием телетайпной связи оценивать прочность и однородность бетона на всех заводах республики и корректировать составы бетонов на основе анализа, выполненного на ЭВМ.

В нескольких докладах семинара был изложен передовой опыт промышленных предприятий, например системы Главмоспромстройматериалов, выпускающей более 5 млн. м³ бетона в год. Здесь накоплен положительный опыт по снижению материалоемкости выпускаемой продукции благодаря правильному подбору составов бетонов и контролю их качества статистическими методами. Экономия цемента в десятой пятилетке составила более 100 тыс. т.

На заводах Главкиевгорстроя большое внимание уделяется внедрению статистических методов контроля прочности бетона по ГОСТ 18105—80, применению добавок, внедрению экспрессных методов контроля качества материалов и бетонов и др.

Эффективно используется в практике завода ЖБК Метростроя оценка однородности свойств бетонов блоков тоннельной обделки по показателям пористости (ГОСТ 12730.4—78). Применение статистических методов для обработки экспериментов во многом повышает надежность полученных результатов и позволяет корректировать технологический процесс производства изделий.

Освещен опыт корректировки состава бетонной смеси и контроля качества бетона на Востряковском заводе ЖБК ДСК-3, где выпускается по разным технологиям широкая номенклатура изделий для домов общей площадью более 600 тыс. м² в год.

На семинаре были приняты расширенные рекомендации, в которых отмечены успехи и недостатки в проектировании состава бетона и намечены основные мероприятия для внедрения в практику лабораторий. В частности, рекомендуется разработка оперативных экспрессных методов испытаний материалов для бетонов, в первую очередь для цемента; усовершенствование методов проектирования и корректировки составов бетонов с учетом колебаний качества материалов и технологических режимов производства; расширение применения автоматизированных систем проектирования бетона и контроля его качества.

Участники семинара призвали всех работников лабораторий и строительных организаций усилить повседневную работу по оптимизации составов и контролю качества бетона для снижения материалоемкости и энергоемкости и повышения качества бетонных и железобетонных конструкций.

М. И. БРУССЕР, канд. техн. наук

УДК 691.327:620.193.2

Розенталь И. К. **Бетоны повышенной стойкости с полифункциональными добавками.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 6—7

Показано, что с помощью полифункциональных добавок из высокоподвижных и литых смесей могут быть получены бетоны высокой морозостойкости, стойкие в агрессивных газовых средах, обладающие высокими защитными свойствами по отношению к стальной арматуре в агрессивных хлоридных средах.

УДК 69.059.4:631.2

Новгородский В. И. **Стойкость железобетона в сельскохозяйственных зданиях.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 7—9

Даны характеристики конструктивных особенностей сельскохозяйственных зданий и сооружений, приведены сведения о видах и составах газообразных и жидких сред, а также особенности взаимодействия железобетонных конструкций с агрессивными средами. Рассмотрены стадии коррозионного износа железобетонных конструкций в условиях эксплуатации и способы повышения их долговечности, в том числе увеличение плотности бетона технологическими факторами, введение пластифицирующих, уплотняющих и ингибирующих добавок, нанесение лакокрасочных покрытий и т. д. Ил. 2, табл. 2, список лит.: 3 назв.

УДК 691.327:620.193.2

Подвальный А. М. **Коррозионное разрушение бетона при циклических воздействиях среды.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 9—11

Предложен единый подход к процессу коррозионного разрушения нагруженного и ненагруженного бетона при различных циклических воздействиях агрессивной среды, основанной на расчете собственных напряжений в структуре и оценке вероятности появления и накопления трещин в бетоне при многоцикловом испытании. Ил. 4, табл. 1, список лит.: 5 назв.

УДК 691.327:620.193

Саввина Ю. А., Черкацкий А. И. **Повышение коррозионной стойкости конструкций складов минеральных удобрений.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 13—14.

Анализируются причины разрушения строительных конструкций складов минеральных удобрений. Многочисленными обследованиями состояния конструкций установлено, что коррозионные процессы в некоторых случаях являются вторичными, возникающими в результате механических повреждений железобетонных конструкций и обнажения арматуры. Показаны пути повышения коррозионной стойкости и долговечности складов минеральных удобрений.

УДК 691.328:620.197

Чернов А. В., Мазина Г. Ю., Курочка П. Н. **Коррозионное разрушение бетона в водных растворах диметилформамида.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 14—15

На основании комплекса физико-химических исследований определен механизм коррозионного разрушения цементного бетона в водных растворах диметилформамида (ДМФ) — универсального растворителя полимеров. Показано, что в зависимости от концентрации водных растворов ДМФ степень их коррозионной активности изменяется в широких пределах — от слабой до очень сильной. Ил. 2, список лит.: 3 назв.

УДК 691.327:620.193

Москвин В. М., Любарская Г. В. **О роли ионного и солевого состава раствора при сульфатной коррозии бетона.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 16—18

Анализируются условия развития процессов коррозии различных видов в зависимости от концентрации и состава сульфатных растворов. Оценивается скорость процессов коррозии I, II и III видов. Рассматривается целесообразность определения не только ведущего вида коррозии, но и комплекса воздействий агрессивной среды на бетон. Ил. 3, список лит.: 5 назв.

УДК 691.32:678.664.026.2

Эффективность пропитки бетонных изделий полиуретановым лаком / С. И. Мороз, А. Б. Вайнштейн, Я. Я. Зидан, А. Б. Солдатов и др. — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 18—19

Исследована взаимосвязь между технологическими параметрами пропитки и свойствами модифицированного бетона. Установлено, что пропитка бетона низких марок полиуретановым лаком повышает прочность материала при изгибе и сжатии, а также обеспечивает высокую коррозионную стойкость. Ил. 2, список лит.: 3 назв.

УДК 691.422.2:620.191.33

Красовская Т. А., Давыдов С. С. **Трещиностойчивость железобетонных балок с армированным полимерным покрытием.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 22

Исследована трещиностойкость железобетонных балок с полимерным покрытием из модифицированных эпоксидных смол, армированных стеклотканью, металлической сеткой и арматурными стержнями. Выявлено влияние пластических свойств растянутого бетона на характер перераспределения внутренних усилий в сечениях балок в процессе нагружения. Список лит.: 2 назв.

УДК 624.012.45:620.197.003.13

Агаджанов В. И. **Экономическая эффективность защиты конструкций от коррозии.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 23—24

Приводится методика определения экономической эффективности защиты конструкций от коррозии, предназначенная для оценки проектных решений противокоррозионной защиты. Даны показатели эффективности по научным разработкам, повышающим долговечность конструкций. Список лит.: 3 назв

УДК 60.057.43

Кваша В. Г., Кунь В. Л., Левчик В. В. **Стыки колонн железобетонного каркаса многоэтажных зданий.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 27—28

Описаны конструкции стыков колонн, разработанных авторами. Приведены результаты испытаний незамонолических и замонолических стыков статической нагрузкой. Дана оценка прочности, трещиностойкости и деформаций обжатия стыков. Предложены рекомендации по расчету стыков колонн. Ил. 3, табл. 1, список лит.: 4 назв.

УДК 691.327:666.973.2:666.64-492.3:539.4/3

Прочность и деформации напрягающего керамзитобетона / С. А. Ходжаев, Р. Ф. Юсупов, Ш. Шаджалилов, М. Арифджанов. — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 31

Приведены результаты исследований прочностных и деформативных характеристик напрягающего керамзитобетона на основе ИЦ-20 при действии кратковременной нагрузки. Показано, что напрягающий керамзитобетон имеет повышенные границы микротрещинообразования, обусловленные благоприятным влиянием самонапряжения бетона на формирование его структуры и физико-механических свойств. Ил. 2, табл. 2, список лит.: 4 назв.

УДК 691.327:666.9-16-620.191.33

Бакиров Р. О., Емышев М. В., Майстренко В. Н. **Влияние скорости нагружения на границы микротрещинообразования высокопрочных бетонов.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 32—33

На основе результатов экспериментальных исследований показано, что увеличение скорости нагружения с 0,2—1 до 1000—2000 МПа/с практически не влияет на изменение относительных границ микротрещинообразования. Увеличение абсолютных значений микротрещинообразования примерно пропорционально росту динамической прочности бетона. Повышение коэффициента динамического упрочнения и снижение верхнего относительного уровня микротрещинообразования, вызванные введением в бетонную смесь суперпластификатора С-3 и добавки СДБ — являются взаимобусловленными явлениями. Табл. 2, список лит.: 4 назв.

УДК 664.97.033.16

Ахвердов И. Н., Батыновский Э. И. **Особенности изготовления изделий из водонасыщенных сухих смесей с повторным виброуплотнением.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 34—35

Приведены результаты исследований уплотняемости и водонасыщения сухих бетонных смесей. Определены оптимальные расходы составляющих бетона. Предложена формула расчета времени водонасыщения смеси. Показана технологическая эффективность повторного виброуплотнения бетона после водонасыщения его. Ил. 3, табл. 2, список лит.: 3 назв.

УДК 691.327:539.4

Смирнов С. Б. **О прочности и пластичности бетона при сложных нагружениях.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 35—38

Рассмотрена проблема снижения прочности бетона вследствие его сложных пластических деформаций. Пластичность сжатого бетона трактуется как интегральное проявление устойчивого роста множества начальных острых микротрещин. Предложен единый критерий обеспечения прочности бетона при сложном нагружении, усталостном и длительном нагружении. Он состоит в том, что поле напряжений не должно нарушать условий пластичности или упругости бетона, полученных из условия прочности. Список лит.: 5 назв.

УДК 691.327:539.385

Алтухов В. Д. **Оценка предела усталости бетона по вязкости разрушения.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 38—39

Рассмотрен метод ускоренной оценки предела усталости бетона при растяжении с использованием зависимости, связывающей предел усталости с циклическим пределом образования трещин. Предложенный метод позволяет значительно сократить длительность и трудоемкость испытаний образцов при достаточной точности результатов. Табл. 2, список лит.: 5 назв.

УДК 624.012.45:620.191.33

Цейтлин С. Ю. **О закрытии трещин при изгибе железобетонных элементов.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 40—41

Приведен практический способ расчета изгибающего момента внешних сил, при котором происходит закрытие любых несквозных трещин, получивших ранее кратковременное раскрытие. Формула для момента закрытия трещин включает параметры раскрытия трещины и геометрические характеристики целого сечения с трещиной. Ил. 2, список лит.: 5 назв.

УДК 624.072.2/3:539.4

Митрофанов В. П., Воскобойник П. П. **Влияние поперечной силы на прочность нормальных сечений изгибаемых элементов.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 42—43

Приведены экспериментальные данные о разрушении изгибаемых элементов по нормальному сечению при действии поперечной силы. Предложен расчет прочности нормальных сечений с учетом влияния поперечной силы. При этом получено лучшее совпадение расчета с результатами опытов и снижение расхода арматуры по сравнению с расчетом по СНиП II-21-75. Ил. 3, список лит.: 3 назв.

УДК 69.021.15:69.059.22

Тетюр А. И., Родин С. В. **О механизме хрупкого разрушения столбчатых фундаментов.** — Бетон и железобетон, 1982, № 9, с. 43—44

Проанализированы данные исследований хрупкого разрушения столбчатых фундаментов. В результате испытания образцов размерами 1х1 и 2х2 м при различных параметрах конструкций (вылет консоли, толщина, процент армирования, марка бетона) установлено, что образование пирамиды продавливания является завершением трех видов действительного хрупкого разрушения — дробления сжатой зоны, среза или смятия. Этот вывод подтверждается теоретически посредине областей трещинообразования. Ил. 2, табл. 1, список лит.: 5 назв.

CONTENTS

Osipov A. P. Raising of plant readiness level for reinforced concrete structures
Rozental N. K. Concretes of high resistance to semifunctional admixtures
Novgorodsky V. I. Durability of reinforced concrete in farm constructions
Podvalnyi A. M. Corrosion failure of concrete under cyclic effects of corrosive media
Trinker B. D., Sadakova V. N., Kokin A. A. Corrosion resistance of lightweight acid-proof concrete in corrosive media
Savvina Yu. A., Cherkassky A. I. Development of corrosion resistance of structures for mineral fertilizers warehouse
Chernov A. V., Mazina G. Yu., Kurochka P. N. Corrosion failure of concrete in aqueous solution of dimethylformamid
Moskvin V. M., Lyubarskaya G. V. Role of ion and salt composition under sulphate corrosion of concrete
Moroz S. I., Vainshtein A. B., Zitsan Ya. Ya., Solodovnik A. B. Effectiveness of concrete products impregnation by polyurethane varnish
Alekseev S. N., Goryachev B. P., Krasovskaya G. M., Mizernyuk B. N. Cause of failure of structure with thermally treated reinforcement
Krasovskaya T. A., Davydov S. S. Crack-resistance of reinforced beams with reinforcing by polymer coating
Ostrovsky A. B. Test of resistance of concrete of shock moulding
Agadshyanov V. I. Economic efficiency of structures protection against corrosion
Nosenko N. E. Reduction in expenditure in production of reinforcement works
Kvasha V. G., Kun' V. L., Levchich V. V. Joints of columns in reinforced concrete frame of multi-storeyed buildings
Gabrussenko V. V., Grishanov L. D., Mozyakov A. S., Yakushin V. A., Kolupaev V. A. Rafter lattice beams 12 m in span with parallel chords
Khodzhaev S. A., Yusupov R. R., Shadzhailov Sh., Arifdshanov M. Strength and strains of self-stressing keramsite concrete
Bakirov R. O., Emychev M. V., Maistrenko V. N. Influence of load rate on boundary of microcrack formation in high-strength concretes
Smirnov S. B. Strength and plasticity of concrete under complex loading
Altukhov V. D. Estimation of concrete fatigue limit according to viscosity of failure

CONTENU

Osipov A. P. Un niveau élevé d'être prêtés à l'usine des structures en béton armé
Rozental N. K. Les bétons de la résistance élevée avec des adjuvants semifonctionnels
Novgorodsky V. I. La résistance du béton armé dans des bâtiments agricoles
Podvalny A. M. La destruction corrosive du béton sous actions cycliques du milieu
Trinker B. D., Sadakova V. N., Kokine A. A. La résistance à la corrosion des bétons légers résistants aux acides dans les milieux agressifs
Savvina Yu. A., Tcherkassky A. I. L'élévation de la résistance à la corrosion des structures des entrepôts pour les engrais minéraux
Tchernov A. V., Mazina G. Yu., Kourotchka P. N. La destruction corrosive du béton dans les solutions aqueuses de diméthylformamide
Moskvine V. M., Lubarskaja G. V. Sur le rôle de composition en ions et en sels de la solution sous la corrosion sulfatique du béton
Moroz S. I., Vaynchtein A. B., Zitsan Ja. Ja., Solodovnik A. B. L'efficacité de l'imprégnation des produits en béton par le vernis polyuréthane
Alexeev S. N., Gorjatchev B. P., Krasovskaja G. M., Mizernuk B. N. Les causes de la destruction des structures avec des armatures thermiquement renforcées
Krassovskaja T. A., Davydov S. S. La résistance à la fissuration des poutres en béton armé avec le revêtement armé en polymères
Ostrovsky A. B. Les études de la résistance du béton de formage par chocs
Agadshyanov V. I. L'efficacité économique de la protection des structures contre la corrosion
Nossenko N. E. L'abaissement des dépenses énergétiques pendant la réalisation des travaux de renforcement
Kvacha V. G., Koun' V. L., Leotchitch V. V. Les joints des colonnes de la carcasse en béton armé des bâtiments à plusieurs étages
Gabroussenko V. V., Grichanov L. D., Mozyakov A. S., Jakouchine V. A., Kolupaev V. A. Les poutres-treillis des chevrons avec une travée de 12 m avec les ceintures parallèles
Khodzhaev S. A., Youssoupov R. R., Chadghalilov Ch., Arifdshanov M. La résistance et les déformations de keramsito-béton contraint
Bakirov R. O., Emychev M. V., Maistrenko V. N. L'influence de la vitesse de chargement sur les limites de la formation des microfissures des bétons à haute résistance
Smirnov S. B. Sur la résistance et la plasticité du béton sous les chargements complexes
Altoukhov V. D. L'évaluation de la limite de fatigue du béton d'après la viscosité de la destruction

INHALTSVERZEICHNIS

Ossipow A. P. Verbesserung des Standes des industriellen Fertigungsgrades für Stahlbetonkonstruktionen
Rosentalj N. K. Betone von erhöhter Beständigkeit mit halbfunktionellen Zusatzstoffen
Novgorodski W. I. Beständigkeit des Stahlbetons in landwirtschaftlichen Gebäuden
Podwaljnyj A. M. Korrosive Zerstörung des Betons unter zyklischen Einwirkungen des Mediums
Trinker B. D., Sadakowa W. N., Kokin A. A. Korrosionsbeständigkeit von säurebeständigen Leichtbetonen in aggressiven Medien
Sawvina Ju. A., Tscherkasski A. I. Erhöhung der Korrosionsbeständigkeit von Konstruktionen für Mineräldüngemittel-lager
Tschernow A. W., Masina G. Ju., Kurotschka P. N. Korrosionsbruch des Betons in wässrigen Lösungen des Dimethylformamides
Moskwin W. M., Ljubarskaja G. W. Rolle der Ionen und Salzlösungszusammensetzungen unter Sulfatkorrosion des Betons
Moroz S. I., Weinstein A. B., Sitsan Ja. Ja., Solodownik A. B. Wirksamkeit der Imprägnierung von Betonzeugnissen mit Polyurethanlack
Aleksejev S. N., Gorjatschew B. P., Krassovskaja G. M., Misernjuck B. N. Gründe der Zerstörung von Konstruktionen mit thermisch verfestigter Bewehrung
Krassovskaja T. A., Dawydow S. S. Beständigkeit von Stahlbetonträgern mit bewehrter Polymerdecke
Ostrowski A. B. Untersuchung der Betonbeständigkeit von Schlaeformgebung
Agadshyanov W. I. Ökonomische Wirkung des Konstruktionsrostschutzes
Nossenko N. E. Verringerung des energetischen Aufwandes bei Produktion von Bewehrungsarbeiten
Kwascha W. G., Kunj W. L., Lewtschitsch W. W. Säulenstöße des Stahlbetongerippes für mehrgeschossige Gebäude
Gabrussenko W. W., Grischanov L. D., Mosjakow A. S., Jakuschin W. A., Kolupajew W. A. Dachgitterbalken mit dem Feld von 12m und mit parallelen Gurten
Ghodshajew S. A., Jussupow P. P., Schadshalilow Sch., Arifdshanov M. Festigkeit und Deformationen des spannbaren Keramsitbetons
Bakirov R. O., Jemyschew M. W., Majstrenko W. N. Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf Grenzen der Mikrorissbildung in hochfesten Betonen
Smirnow S. B. Festigkeit und Plastizität des Betons unter komplizierten Belastungen
Altuchow W. D. Beurteilung der Ermüdungsgrenze des Betons nach Bruchfähigkeit.

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, А. С. Векшин, Ю. В. Волконский, А. А. Гвоздев, А. М. Горшков, П. А. Деменюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор), В. М. Москвин, Д. А. Паньковский, В. С. Подлесных, Б. Я. Рискинд, С. И. Сименко, В. В. Судаков, Д. М. Чудновский, А. А. Шлыков (зам. главного редактора)

Технический редактор Сангурова Е. Л.

Корректор Бросалина Т. Г.

Сдано в набор 13.07.82.
Формат 66×90^{1/8}
Тирж 14720 экз.

Подписано в печать 13.08.82.
Усл. печ. л. 6,0

Усл. кр.-отт. 6,75

Т-16909
Уч.-изд. л. 7,76
Заказ 305

Адрес редакции:
101442, ГСП, Москва, К-6, Каляевская, 23а
Тел. 258-18-54, 258-24-76

Вологодский филиал универсальной научной библиотеки
Подольский филиал производственного объединения «Периодика» Союзполиграфпрома
при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
г. Подольск, ул. Кирова, д. 25

Авторские свидетельства

№ 39*

№ 874350. В. А. Брызгалов, С. Д. Лупал и В. А. Зимницкий. Агрофизический НИИ Всесоюзной ордена Ленина Академии сельскохозяйственных наук. Устанoвка для формования трубчатых изделий из бетонных смесей.

№ 874352. Б. З. Чистяков, А. Н. Лялинов, Б. П. Чепурин и Б. Г. Россихин. Гипрoниметаллурoд. Виброплощадка для уплотнения бетонной смеси.

№ 874353. В. И. Гуйтур. Николаевский филиал Одесского ИСИ. Устройство для формования изделий из бетонных смесей.

№ 874354. А. И. Семенов и Ю. Н. Рябов. Виброформирующий узел.

№ 874356. Э. М. Журов. ВНИИОМШС. Форма для изготовления железобетонных изделий криволинейного очертания.

№ 874359. Е. И. Харитон и Г. Ф. Янкo. Молдавский научно-исследовательский и проектно-конструкторский ин-т строительных материалов. Устройство для распалубки железобетонных изделий.

№ 874362. А. Н. Спивак. ЦНИИЭП жилища. Устанoвка для формования объемных элементов.

№ 874363. Н. Я. Папиpов, Ю. И. Долицкий, И. П. Михайлов и др. ВНПО Союзжелезобетон и НИЛ ФХММ и ТП. Устройство для формования строительных изделий.

№ 874364. Л. Н. Чумадов и А. Б. Цветков. ЛИСИ. Устанoвка для изготовления бетонных изделий.

№ 874366. Ю. А. Зыбин, Южный филиал Всесоюзного теплотехнического НИИ. Способ защиты бетона.

№ 874368. А. И. Семенов и Ю. Н. Рябов. Гипростроммаш. Бетоноукладчик.

№ 874369. О. М. Луниц, Н. В. Зуб, Я. Б. Гейцер и Л. М. Матвеева. Росортгехстрой. Устройство для укладки строительных смесей.

№ 874371. Э. С. Гурбанович. КТБ Стройиндустрия. Способ формования трубчатых изделий из бетонных смесей и устройство для его осуществления.

№ 874372. О. М. Луниц, Н. В. Зуб, Л. П. Туляков и В. В. Втюрин. Росортгехстрой. Бетоноукладчик установок для формования тел вращения из бетонных смесей.

№ 874373. В. И. Динерштейн, В. М. Весманов, В. А. Духовный и В. М. Нинбург. СКБ по механизации ирригационно-мелиоративных работ и поливов хлопчатника. Способ формования раструбных железобетонных труб и устройство для его осуществления.

№ 874375. Г. Б. Костанда и Е. Д. Кремлин. Сердечник формы для изготовления трубчатых изделий из бетонных смесей.

№ 874697. Г. Н. Кузнецов и В. Г. Наникашвили. ХИИКС. Способ приготовления бетонной смеси.

№ 874698. Н. И. Легостаева, Ф. А. Гольдман, Л. Б. Матвеева и др. НИЛ ФХММ и ТП. Композиция для обработки поверхности бетонных и железобетонных изделий.

№ 874706. В. А. Черняховский, Ф. А. Крюченков, Е. В. Богачев и В. Я. Орлов. ЦНИИСК. Огнеупорная бетонная смесь.

№ 874714. А. С. Арбенев и М. М. Титов. Новосибирский ИСИ. Устройство для непрерывного электроразогрева бетонной смеси.

№ 874837. А. П. Лерман, В. М. Старосельский и В. Г. Голубев и др. СКТБ Главтуннельметростроя. Устройство для разравнивания и уплотнения бетонных смесей.

№ 874838. П. А. Ксенофонтов и В. Н. Терещенко. Бетоноукладчик.

№ 874933. В. А. Фабрый и С. И. Аржановский. Ростовский Промстройинипроект. Опора установки для натяжения арматуры.

№ 874934. П. П. Севрук, Ф. Г. Яковлев, Э. А. Ешев и П. Е. Липатов. НИИЖБ. Устройство для фиксации и отпуска натяжения арматуры.

№ 40*

№ 876424. В. Л. Элштейн, Ю. А. Хейло и П. Г. Ройзин. Днепропетровский филиал НИИСП Госстроя УССР. Способ формования объемных элементов из бетонных смесей.

№ 876426. И. Ф. Руденко, А. В. Линдер, П. В. Анисимов и Н. П. Анисимова. НИИЖБ, Тюменский ИСИ и Брянский технологический ин-т. Устройство для виброштампования изделий из бетонных смесей.

№ 876427. П. П. Аузиньш. Рижский политехнический ин-т. Устройство для уплотнения бетонной смеси в форме.

№ 876428. Ю. К. Иванов. Днепропетровский ИСИ. Наконечник для уплотнения бетонных смесей.

№ 876429. А. В. Зыскин и А. Г. Скрицкий. НИИСП. Валок для тепловой обработки поверхности изделий из бетонных смесей.

№ 876430. В. И. Гуйтур. Николаевский филиал Одесского ИСИ. Устанoвка для формования строительных изделий.

№ 876436. Е. Б. Терехов и В. М. Скрипник. Форма для изготовления железобетонных изделий.

№ 876439. В. П. Лясковский, И. И. Шмыга и Р. В. Шахнович. СКБ Главмостстроя. Устанoвка для изготовления железобетонных коробчатых блоков.

№ 876441. В. В. Бозылев, Д. Н. Шабанов и Т. И. Бозылева. Новопаолоцкий политехнический ин-т. Смазка для металлических форм.

№ 876442. Г. В. Савкин и В. И. Суковатов. Кузнецкий НИИ строительства угольных и горнорудных предприятий. Способ изготовления железобетонных изделий.

№ 876443. Е. С. Вексклер и Б. В. Гарин. РИСИ. Способ очистки металлического формочного оборудования.

№ 876446. И. И. Умрейко, Д. П. Лазарчик, В. И. Поталов и др. Белорусский филиал ВНИИГМ галургии. Рабочий орган машины для укладки дорожных покрытий из бетонных смесей.

№ 876450. Н. И. Федьнин. Новокузнецкое отделение Уралнинстрoма. Смеситель непрерывного действия для приготовления бетонной смеси.

№ 876452. В. В. Литвинов, А. Ф. Баранов и В. Г. Дурнев. Энгельский филиал Союзортгехводстроя. Устройство для заказа бетонной смеси.

№ 876585. Т. Т. Темиркулов, Н. Д. Даулетов, В. А. Естемесов и А. Р. Нурпеисов. Алма-Атинский НИПИ строительных материалов. Бетонная смесь.

№ 876587. Л. Г. Осацкий, Е. Е. Кравцов, Ю. А. Гончаров и др. Астраханский технический ин-т рыбной промышленности и хозяйства. Способ приготовления бетонной смеси.

№ 876588. Э. Р. Пинус, Г. М. Калашникова, А. И. Ляпина и А. Д. Осипов. Госдорнии. Способ приготовления бетонной смеси.

№ 876589. Ю. С. Черкинский, Е. И. Чернин и Б. А. Громов. НИЛ ФХММ и ТП. Способ приготовления пластификатора для бетонной смеси.

№ 876591. И. А. Паткина, Н. С. Полосина-Никитина и А. С. Пополов. Гипрoдорнии. Бетонная смесь.

№ 876593. В. В. Пивоваров, Ф. Х. Яковичин и Н. А. Перепелкина. Днепропетровский ИСИ. Жаростойкий торкрет-бетон.

№ 876594. И. Д. Посыльный, А. И. Новиков, Г. Д. Балакло и др. ПО Ростовуголь и Ростовский Государственный ун-т. Бетонная смесь.

№ 876598. Б. Курбанов, К. И. Чошшиев, Э. Хабыев и др. НИИ сейсмостойкого строительства Госстроя ТССР. Полимербетонная смесь.

№ 876601. К. В. Розе, А. И. Русс, А. Е. Гуревич и др. СПКО Оргтхестром. Огнеупорная бетонная смесь.

№ 876615. Ю. М. Баженов, Ю. В. Егоров, Ю. П. Аббакумов и др. МИСИ. Устанoвка для пропитки бетонных и железобетонных изделий.

№ 876618. С. Ф. Эйнгорн, И. И. Шахов и А. С. Денисов. ВНИПИ Теплопроект. Способ изготовления полых железобетонных элементов.

№ 876620. В. В. Клейносов и Г. Б. Табунчиков. ЭПКБ Главсевкавстроя. Устройство для электроразогрева бетонной смеси.

№ 876897. Н. И. Зюзьгин, Куйбышевский филиал Гидропроекта. Стыковое соединение железобетонных плит.

№ 876899. Ю. А. Иващенко, М. К. Палкин, Е. С. Галян и др. Узел соединения железобетонных ребристых панелей перекрытия с колонной.

№ 876907. Б. Х. Дин. Стыковое соединение капители безбалочного железобетонного перекрытия с колонной.

№ 876908. Е. К. Качановский, В. П. Трамбовецкий, В. А. Заренин и А. В. Шапиро. НИИЖБ. Панель покрытия.

№ 876916. Г. В. Штыров, Куйбышевский филиал Гидропроекта. Арматурный каркас железобетонного элемента. № 877049. Н. С. Крохин, Г. П. Черкасов, А. А. Коршунов и В. А. Киргинцев. ВНИИГМИ цветных металлов. Способ установки железобетонных анкеров и устройство для его осуществления.

№ 41*

№ 878581. А. М. Шикирянский. Уралинстром. Способ изготовления бетона.

№ 878582. К. В. Чаус, Ю. М. Баженов и М. Т. Кофанов. МИСИ. Установка для формирования дисперсных, преимущественно мелкозернистых бетонных смесей.

№ 878584. Б. И. Ушаков, В. И. Воронов, Е. П. Плавельский и Ф. С. Решетников. МНПО по строительному и дорожному машиностроению. Рабочий орган бетономесителя.

№ 878748. Д. С. Королев, А. Ф. Белканов, В. В. Фадеев и Е. Н. Мусомогобетов. Трест Казцветметремонт. Полимерсиликатобетонная композиция.

№ 878755. В. Я. Разумяк, С. Н. Панарин и др. ЛенЗНИИЭП жилища. Композиция для пропитки бетона. № 878756. И. Н. Герасимов, В. А. Степанов и В. А. Воскресенский. Казанский ИСИ. Способ изготовления бетонполимерных изделий.

№ 878757. В. В. Герасимов, С. П. Шептицкий, А. Н. Свиридов и В. Н. Попко. КИСИ. Способ изготовления бетонных изделий.

№ 878856. Б. Т. Баканов, И. О. Фролов и Д. Ш. Асанкулов. Фрунзенский политехнический ин-т. Устройство для разравнивания бетонной смеси

№ 878857. В. М. Ярмолинский. МАДИ. Железобетонная строительная конструкция.

№ 878879. В. Г. Ивашин и Г. В. Климук. ПО Строймаш. Пневматический бетононасос.

№ 42

№ 880733. А. А. Гользин, О. Ф. Соловьев, Г. М. Мазусов и др. ЭКБ Министерства строительства предприятий тяжелой индустрии СССР. Виброударная площадка для формирования изделий из бетонных смесей.

№ 880741. В. А. Валуевич, П. А. Борботко, Т. А. Погребняк и др. Минский филиал КТБ Стройиндустрия. Форма для изготовления железобетонных изделий.

№ 880743. Л. Н. Попов. КТБ Стройиндустрия. Устройство для изготовления железобетонных изделий.

№ 880749. Б. З. Лившиц, В. В. Скорина и А. И. Ломовский. ВНИИЖБ. Способ

филиал КТБ Стройиндустрия. Кантователь к установке для отделки железобетонных изделий.

№ 880752. Т. В. Бежанов, Э. Г. Рчеулишвили, Б. Я. Инасаридзе и др. Грузинский политехнический ин-т. Устройство для заполнения форм бетонной смесью.

№ 880755. И. И. Побегай, А. Г. Воронин и П. Карнаушко. Форма для изготовления колет из бетонных смесей.

№ 880756. Н. Е. Королев, А. И. Мокеев и Ю. В. Левкович. Гидростроймаш. Головка для радиального прессования изделий из бетонных смесей. № 880757. В. М. Поздняков и В. М. Борщевский. Хабаровский комплексный конструкторско-технологический отдел ЦНИИЭП жилища. Способ центробежного формования бетонных изделий.

№ 880758. С. И. Корзун и Р. М. Рудицер. ИСИА Госстроя БССР. Способ формирования трубчатых изделий из бетонных смесей.

№ 880760. В. И. Смирнов и А. Р. Апасов. Трест по производству стройматериалов и изделий Главного среднеазиатского управления по ирригации и строительству совхозов. Форма для изготовления центрифугированных изделий из бетонных смесей.

№ 880762. П. И. Ермолаев, В. П. Лесков и В. А. Яснев. Завод ЖБИ № 1 треста Владивостокского ДСК. Устройство для термообработки бетонных труб в вертикальном положении.

№ 880763. В. И. Смирнов и А. Р. Апасов. Трест по производству стройматериалов и изделий Главсредазирсовхозстроя. Форма для изготовления трубчатых изделий из бетонных смесей.

№ 880764. А. Д. Михайлов, А. А. Лукашенко, Г. И. Канаев и др. Опалубка для изготовления трубчатых изделий из бетонных смесей.

№ 880765. Г. А. Вал, Л. А. Герасимович, В. И. Калашников и В. Р. Ковтун. Новомосковский завод ЖБИ треста Укрводжелезобетон. Анкерное кольцо установки для изготовления трубчатых изделий из бетонных смесей.

№ 881046. А. П. Ковков, В. В. Зименков, В. И. Батюшко и В. А. Филатов. Способ приготовления бетонной смеси.

№ 881047. Е. И. Тупикин и Е. Е. Платонова. МИСИ. Комплексная добавка для бетонной смеси.

№ 881048. А. Э. Миллер, Б. И. Бойко, В. Г. Алферьев и др. ЭКБ Министерства строительства предприятий тяжелой индустрии СССР. Добавка для легкобетонной смеси.

№ 881050. Г. М. Короткевич. Способ активации воды затворения бетонной смеси.

№ 881051. Л. Г. Шпынова, В. Е. Тузяк, М. И. Бураев и В. К. Шаламов. Львовский политехнический ин-т и Уральский филиал Всесоюзного алюминнево-магниевого ин-та. Бетонная смесь.

№ 881052. У. А. Аяпов, Г. Р. Янковская и др. Ин-т металлургии и обогащения АН КазССР. Бетонная смесь.

№ 881058. В. П. Кирилин, Одесский ИСИ. Вяжущее для химически стойкого бетона.

№ 881060. В. А. Отрепьев, И. Е. Пуляев, Н. Ф. Шестеркина и др. Министерство строительства предприятий тяжелой индустрии СССР и НИИЖБ. Бетонная смесь.

№ 881228. Н. Х. Нигматуллина, Д. Г. Вальчук, П. И. Кривошеев и др. НИИСК. Железобетонная консоль колонны каркаса многоэтажного здания.

№ 881236. Е. Н. Кузьмин. Челябинский Промстройинипроект. Монолитное перекрытие.

№ 881237. Ф. С. Замалиев, Б. П. Абросимов, А. С. Кузьмин и др. Казанский ИСИ и трест Ташгражданстрой. Покрытие.

№ 881239. Б. И. Мангуев, М. А. Иванов и Е. К. Качановский. Дагестанский политехнический ин-т и НИИЖБ. Двускатное покрытие.

№ 881244. Б. Р. Минкин, А. В. Андрейченко, С. С. Вдовин и В. М. Симонов. КТБ по промышленности строительной индустрии. Железобетонная панель.

№ 881245. И. Н. Герасимов, Е. Н. Герасимов и Г. П. Иванов. КИСИ. Железобетонная балка-стенка. № 881247. А. И. Мордич, В. И. Соломатов и И. С. Черненко. Предварительно напряженная балка и способ ее изготовления.

№ 881251. В. И. Судаков и М. В. Чернов. Хабаровский политехнический ин-т. Арматурный элемент.

№ 881255. А. Н. Нежигай и Л. М. Немерцалова. Криворожский филиал ВНИИОМШС. Сопло для укладки бетона.

№ 881262. Е. И. Штильман, Н. Я. Миленина и Е. И. Эдельман. Государственный дорожный НИИ. Опалубка для бетонирования плиты пролетного строения мостов.

№ 881267. А. И. Костриц, В. Г. Борисова и В. Я. Ротань. Ленинградский НИИ Академии коммунального хозяйства. Опалубка для бетонирования монолитных перекрытий.

№ 881269. Г. И. Прохоренко и В. И. Хелевин. Ленинградское отделение Гидропроекта. Опалубка для возведения блоков массивных бетонных сооружений.

№ 881270. Н. Р. Янсупин, А. П. Долматов, Г. Г. Эдигер и др. Всесоюзный ин-т Оргэнергострой. Бадья для укладки бетонной смеси.

№ 881271. А. А. Равкин, А. П. Долматов и Н. Н. Шартагва. ВНИИГ. Устройство для глубинного уплотнения бетонных смесей.

№ 881272. А. П. Дощенко. Способ предварительного напряжения арматуры железобетонных изделий

№ 882274. Ю. А. Мальцев, А. Ф. Миленков, О. П. Стариков и др.

Устройство для предварительного напряжения железобетонных резервуаров. № 881275. А. Ф. Миленков, Ю. А. Мальцев, О. П. Стариков и др. Способ предварительного напряжения железобетонных резервуаров