

ISSN 0005-9889

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**5**

2005



## СОДЕРЖАНИЕ

### КОНСТРУКЦИИ

- ПАХОМОВ А.В.* Уникальные сборные железобетонные конструкции с новой эффективной арматурой ..... 2
- СЕМЧЕНКОВ А.С., ЛУГОВОЙ А.В.* Большепролетные многопустотные плиты перекрытий, опертые по трем сторонам ..... 5
- ШИРОКОВ В.С.* Развитие и совершенствование производства железобетонных труб ..... 9

### БЕТОНЫ

- ЗОТКИН А.Г.* Коэффициент эффективности минеральных добавок в бетоне: интерпретации и определение ..... 12

### ОГНЕСТОЙКОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ

- ХЕЖЕВ Т.А.* Технология изготовления и огнестойкость армоцементных конструкций со слоем вермикулитобетона ..... 15

### В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- КРАКОВСКИЙ М.Б.* Развитие программы "ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН" для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ по СНиП 2.03.01-84\*, СНиП 52-01-2003 и СП 52-101-2003 ..... 19

### ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

- ГУСЕВ Б.В., ФАЙВУСОВИЧ А.С., РЯЗАНОВА В.А.* Развитие фронта коррозии бетона в агрессивных средах ..... 23

А.В.ПАХОМОВ, инж. (ОАО «Моспромжелезобетон»)

## Уникальные сборные железобетонные конструкции с новой эффективной арматурой

До последнего времени предприятия сборного железобетона работали, а многие продолжают работать и в настоящее время, на оборудовании и по технологии конца 50-х годов с соответствующими проектами, допусками на размеры изделий, требованиями к бетону и уровню качества арматуры.

Рассматриваемая работа является началом нового этапа развития производства сборного железобетона в России, включающего переход на принципиально новые виды основных материалов: арматуры и бетона, применение высокопроизводительного современного оборудования, технологий и проектов уникальных железобетонных элементов, к которым предъявляются жесткие требования по допускам на размеры, качеству поверхности и долговечности [1, 2, 3].

Эти изделия, материалы, технические и нормативные требования соответствуют нормам европейских и международных стандартов и обеспечивают конкурентоспособность сборных железобетонных элементов как с монолитным железобетоном, так и с металлическими конструкциями [1]. В данной работе обсуждаются основные результаты освоения массового промышленного производства уникальных сборных железобетонных элементов из высокопрочного бетона и арматурной стали класса А500С (В500С).

Целью перехода на арматуру класса А500С было:

- ✓ Обеспечение высокой надежности и исключение хрупких разрушений собственно арматуры и готовых железобетонных изделий;

- ✓ Улучшение условий и повышение производительности труда на арматурных работах;

- ✓ Экономия 10-20 % арматурной стали за счет более высоких преде-

ла текучести и расчетных сопротивлений арматурной стали класса А500С.

Первые работы по освоению применения стержневой термомеханически упрочненной арматуры ОАО «Моспромжелезобетон» начал совместно с НИИЖБом в 1997-1998 гг. Были проведены испытания опытных партий арматуры и железобетонных конструкций, армированных ею. Промышленное использование ее началось в 1999 г., и уже в 2002 г. применили 1056,23 т стержневой арматуры класса А500С диаметрами 8...40 мм производства Белорусского, Молдавского, АО «Северсталь», Запсибкомбината и Магнитогорского металлургического комбината, а также 8766,36 т холоднодеформированной арматуры собственного производства диаметром 5...12 мм.

Установлено, что арматурная сталь класса А500С (В500С) по механическим свойствам и химическому составу отвечает требованиям стандарта СТО АСЧМ 7-93 [3]. Фактические значения предела текучести  $\sigma_T$  изменялись от 504 Н/мм<sup>2</sup> до 796 Н/мм<sup>2</sup>, временного сопротивления  $\sigma_B$  от 611 Н/мм<sup>2</sup> до 894 Н/мм<sup>2</sup> и относительное удлинение  $\delta_5$  от 15 до 29% включительно.

Установленная изменчивость механических свойств стали определяется ее поставками от многих различных металлургических заводов и не выходит за пределы, допускаемые СТО АСЧМ 7-93. Статистические данные о механических свойствах арматурной стали класса А500С за 1999-2004 гг. приведены в табл. 1.

Анализ изменения механических свойств стали класса А500С всех поставщиков и холоднодеформированной стали собственного производства показывает некоторое снижение среднего предела текучести арматурной стали с 600...650 Н/мм<sup>2</sup> у арматуры диаметром 5...10 мм до 550...635 Н/мм<sup>2</sup> у стержней диаметром 28...40 мм.

Основным видом соединения арматурной стали класса А500С (В500С) в каркасы является контактная точечная сварка. Прочность таких сварных соединений регламентируется для этой арматуры нормами ТСН 102-00 и ТУ 14-1-5393-2000 и должна быть не менее 550 Н/мм<sup>2</sup> при испытании образцов на растяжение, т.е. на ослабление рабочего стержня от приварки поперечного и 450 Н/мм<sup>2</sup> на срез поперечного стержня при контролируемой прочности на срез.

Таблица 1

Номинальный диаметр, мм	Характеристики механических свойств	Статистические показатели			
		X	S	X-1,64S	S/X
8-40	$\sigma_B$ , Н/мм <sup>2</sup>	717,3	47,2	639,9	0,068
	$\sigma_T$ , Н/мм <sup>2</sup>	614,3	49,0	533,9	0,080
	$\delta_5$ , %	21,3	2,35	17,45	0,110
Требования стандарта СТО АСЧМ 7 - 93					
6...40	$\sigma_B \geq 600$ Н/мм <sup>2</sup>	S/ $\sigma_B$ - не более 0,07			
	$\sigma_T \geq 500$ Н/мм <sup>2</sup>	S/ $\sigma_T$ - не более 0,08			
	$\delta_5 \geq 14$ %				

Таблица 2

Диаметр, мм	Статистические данные испытаний на ослабление				Статистические данные испытаний на срез			
	X	S	X-1,64S	X <sub>min</sub>	X	S	X-1,64S	X <sub>min</sub>
	Н/мм <sup>2</sup>				Н/мм <sup>2</sup>			
5	682,4	52,1	596,96	561,0	516,5	40,5	450,08	459,2
6,5	653,8	39,4	598,20	548,0	505,6	30,9	454,92	452,0
8,0	695,6	49,8	613,93	576,5	508,1	26,5	464,64	477,0
10,0	690,2	72,7	576,97	548,0	523,8	45,9	480,34	465,0
12,0	692,4	41,6	624,18	557,0	498,1	25,9	457,70	405,0

Прочность сварных крестообразных соединений стали класса А500С<sub>(хд)</sub> собственного производства ОАО «МПЖБ» по результатам испытаний более 1500 образцов холоднодеформированной арматуры приведена в табл. 2.

Контрольные испытания сварных крестообразных соединений холоднодеформированной арматуры класса А500С<sub>(хд)</sub> собственного производства (см. табл. 2) показали, что их прочность как по фактическим минимальным значениям X<sub>min</sub>, так и по расчетным значениям X-1,64S во всех случаях отвечает нормам ТСН 102-00 [4, 5, 6].

Для производства основных типов конструкций, тяжелых колонн и элементов системы «Куб» использовали в основном термомеханически упрочненную арматуру класса А500С диаметром 12-40 мм, а для изготовления тюбингов (блоков обделки) тоннелей — холоднодефор-

мированную арматуру класса В500С или А500С<sub>(хд)</sub> диаметром 6-12 мм, предусмотренную исходным проектом.

18 сентября 2001 г. распоряжением №80РП Правительство Москвы поручило «Моспромжелезобетону» ежемесячно выпускать по 500 тюбингов для строительства Лефортовского тоннеля. Для этого была осуществлена реконструкция цеха и организовано производство арматурных каркасов и арматуры класса А500С<sub>(хд)</sub> (В500С). Общий объем перерабатываемой арматуры уже в 2002 г. составил 9000 т.

В результате удалось создать и обеспечить впервые в отечественной практике широкое применение принципиально новых технологий арматурных работ с новой для России арматурой класса А500С (В500С), а также освоить промышленное производство уникальных сборных железобетонных элемен-

тов, таких как тюбинги (блоки обделки) Лефортовского тоннеля, колонны под нагрузку 1200 т, элементы системы «Куб», балки, плиты и т.п. и обеспечить снижение расхода стали и повышение производительности труда на единицу продукции в среднем на 16% (см. рис. 1 и 2).

Блоки обделки (тюбинги) Лефортовского и Серебряноборских тоннелей представляют собой железобетонные сегменты криволинейного очертания и являются основными частями ограждающей конструкции — сборной обделки кругового сечения диаметром 14,2 м. Она предназначена обеспечить сохранность необходимого для эксплуатации тоннелей подземного пространства и защитить его от воздействия окружающего грунта, грунтовых вод и т.д.

Блоки выпускают из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В45, марки по морозостойкости F300 и водонепроницаемости W12. Фактическая прочность бетона — 600...800 кг/см<sup>2</sup>. Точность их изготовления характеризуется очень жесткими допусками на отклонение геометрических размеров от проектных: угловые отклонения от 0,01 до 0,04 градуса, линейные — от 0,6 до 3 мм. Производство этих изделий позволило обеспечить значительный экономический эффект за счет уникальных высокопроизводительных технологий изготовления арматурных каркасов и собственно изделий, а также повсеместного применения арматуры класса А500С.

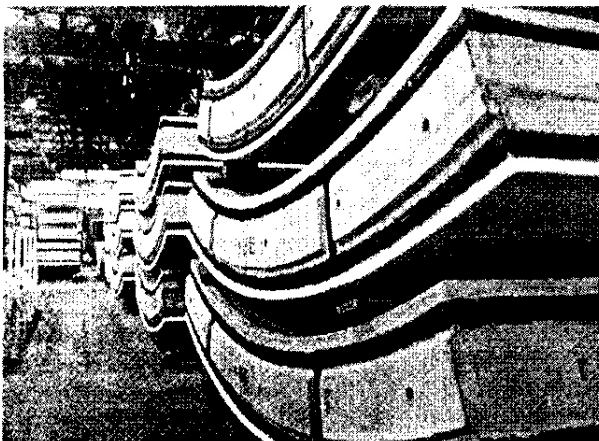


Рис. 1. Блоки обделки в цехе

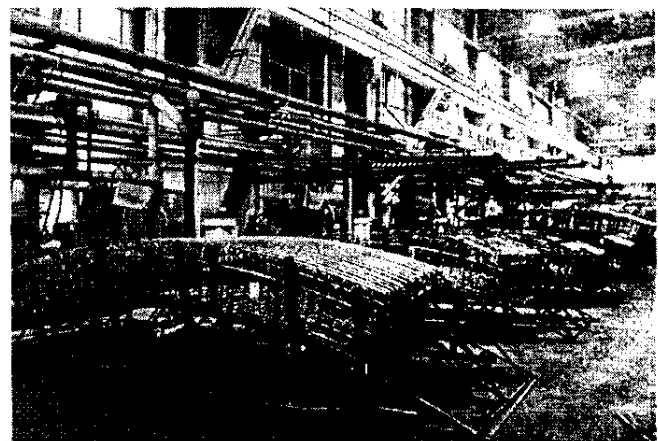


Рис. 2. Арматурные каркасы для блоков обделки

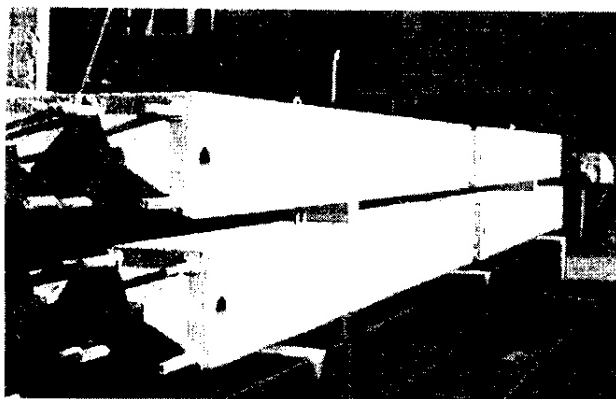


Рис. 3. Колонны сборно-монолитного безригельного каркаса системы КУБ-2,5



Рис. 4. Ферма

Тяжелые колонны унифицированного каркаса (рис. 3) сечением 400x400 мм изготавливаются из бетона марки М600 и арматуры класса А500С диаметром 25...40 мм. За счет применения высокопрочных бетона и арматуры колонны обеспечивают расчетную нагрузку до 1200 т при экономии 20% арматурной стали по сравнению с ранее изготавливаемыми из арматуры класса А400.

Технология производства арматурных каркасов колонн высотой до четырех этажей предусматривает стыковку арматурных стержней А500С длиной до 12,5 м с одновременным снятием gratа. Сборка объемного каркаса колонн производится в специальном кондукторе, обеспечивающем проектное положение всех элементов конструкции.

Колонны унифицированного каркаса, как и многоэтажные колонны системы КУБ-2,5, изготавливают по двум технологиям: агрегатно-поточной с тепловлажностной обработкой в пропарочных камерах ямного типа и стендовой – в многоместных формах с паровой рубашкой. Установка каркасов и сборка форм по обеим технологиям – аналогична. Изделия формируют на современных виброплощадках с применением высококачественных бетонных смесей. Панели перекрытий с П-образными выпусками под замоноличивание системы КУБ-2,5 армируются плоскими сетками с переменным шагом, в соответствии со схемой

нагрузки конструкции, и изготавливают на современных многоточечных сварочных машинах с числовым программным управлением. По этой технологии изготавливают и арматурные сетки из стали А500С для плит аэродромного и дорожного покрытий ПАГ-14 и ПАГ-18.

Широкое применение арматура класса А500С с большим экономическим эффектом нашла и в производстве других уникальных конструкций железобетонных изделий, таких как фермы пролетом 18 и 24 м (рис. 4); стропильные балки пролетом 18 м и др.

### Заключение

Впервые после многолетнего застоя осуществлена коренная модернизация производства сборных железобетонных конструкций и изделий.

ОАО «Моспромжелезобетон» совместно с НИИЖБом, ЦНИИСом и другими организациями сделал новый шаг в повышении качества и конкурентной способности сборного железобетона за счет:

- Новых технологий производства и нового более производительного оборудования на всех этапах изготовления сборных железобетонных конструкций (патенты РФ № 2052917 и № 2127229), заявка на патент № 2003119127/03(020730);

- Полного перехода на новую универсальную свариваемую арматуру класса А500С (В500) (патенты

РФ № 2166805 и № 32175359), что обеспечивает наряду с коренным повышением качества и безопасности арматурных работ среднее снижение расхода стали на 1 м<sup>3</sup> железобетона на 16%, или на 6355 т за рассматриваемый период с 1997 по 2004 г.; новых технологий приготовления и составов бетона (патенты РФ № 2052917 и № 2127229 и заявка № 2003119126/03 (020729), необходимых для обеспечения жестких требований к бетонам уникальных сборных железобетонных элементов и обеспечивших впервые в отечественной практике получение высокопрочных бетонов марок 600–1000, морозостойкостью F300 и водонепроницаемостью W12-20 при существенном сокращении расхода цемента на 40000 г. с 1997 по 2004 г.;

- Новых уникальных проектов сборных железобетонных конструкций, таких как блоки обделки транспортных тоннелей диаметром 14,2 м, колонны под нагрузку 1200 т, фермы пролетом 18 и 24 м и других изделий, в том числе массовых для дорожного и жилищно-гражданского строительства.

Уникальные железобетонные элементы, изготовленные из высокопрочного бетона и новой арматуры класса А500С, были применены при строительстве Лефортовского и Серебряноборского тоннелей, а также многих других транспортных и гражданских сооружений и жилых зданий в Москве.

## Библиографический список

1. Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций. М.: Воентехлит, 2000. 256 с.

2. Пахомов А.В., Бондаренко В.И., Черныгов Е.А. Технология арматурных работ при изготовлении блоков обделки автодорожного тоннеля//Бетон и железобетон. — 2002. — № 4.

3. Меркин В.Е., Смолянский В.М., Цынков В.М., Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Пахомов А.В. Оптимизация составов бетона и технологических параметров изготовления блоков обделки Лефортовского тоннеля. Научные труды ОАО ЦНИИС, выпуск № 209 «Проблемы качества бетона и железобетона в транспортном строительстве», М., 2002.

4. СТО АСЧИ 7-93 Прокат периодического профиля из арматурной стали.

Технические условия. Ассоциация чертежстандарт, М., 1933. — 22 с.

5. Территориальные строительные нормы Москвы. ТСН-00. Железобетонные конструкции с арматурой классов А500С и А400С. М., 2000, 52 с.

6. Рекомендации по применению в железобетонных конструкциях термомеханически упрочненной свариваемой стержневой арматуры новых видов. ГНЦ «Строительство». НИИЖБ, М., 1997. 16 с.

А.С.СЕМЧЕНКОВ, д-р. техн. наук; А.В.ЛУГОВОЙ, инж. (КНПСО ООО Центр "Поликварт")

## Большепролетные многопустотные плиты перекрытий, опертые по трем сторонам

Повышение эффективности капитального строительства неразрывно связано с ростом экономичности строительных железобетонных конструкций, достигаемой путем уменьшения их материалоемкости, трудоемкости и энергоемкости, применения прогрессивных технологий изготовления и монтажа конструкций, но без снижения их эксплуатационных свойств, надежности и долговечности. При проектировании таких конструкций необходимо обязательно учитывать действительные условия их взаимодействия в составе пространственно деформирующихся зданий и сооружений.

Многopустотные плиты перекрытия являются наиболее широко применяемой сборной железобетонной конструкцией (рис. 1) [1]. Этому способствуют прекрасные эксплуатационные качества (долговечность, огнестойкость, жесткость, звукоизоляция), технологичность в изготовлении и на монтаже, экологичность и надежность, о чем свидетельствует пятидесятилетний опыт их применения.

Перекрытия, особенно большепролетные, являются наиболее материалоемкими элементами, на которые приходится до 30 – 40 % бетона и стали, идущих на здание, поэтому совершенствованию конструкции плит уделяется большое внимание. При увеличении пролетов плит возникают проблемы с обеспечением: прочности (при учете дополнительных усилий от пространственной работы дисков перекрытий [2, 3]) и прогибов (при расчете по 2-й группе предельных состояний).

В [4] рассмотрены три пространственные расчетные схемы, учитывающие изгиб и кручение ячеек диска перекрытия из плоскости, и изгиб сборного диска в своей плоскости. Наиболее опасная пространственная работа плит из плоскости происходит при опирании ячейки перекрытия по трем-четырем сторонам. В этом случае на плиту шириной  $b$ , опертую по трем сторонам, наряду с полосовой нагрузкой  $P = bq$ , где  $q$  – полная осредненная равномерно распределенная расчетная нагрузка, дополнительно действуют две вертикальные погонные реакции вдоль продольных граней плиты:  $V_0(x)$  и  $V_1(x)$  (рис. 2, а). Исследования показывают,

что реакцию  $V_1(x)$  при  $l/b \geq 4$  можно принимать равномерной

$$V_1(x) = q_1 \cdot b, \quad (1)$$

где  $q_1$  – унифицированная равномерно распределенная нагрузка.

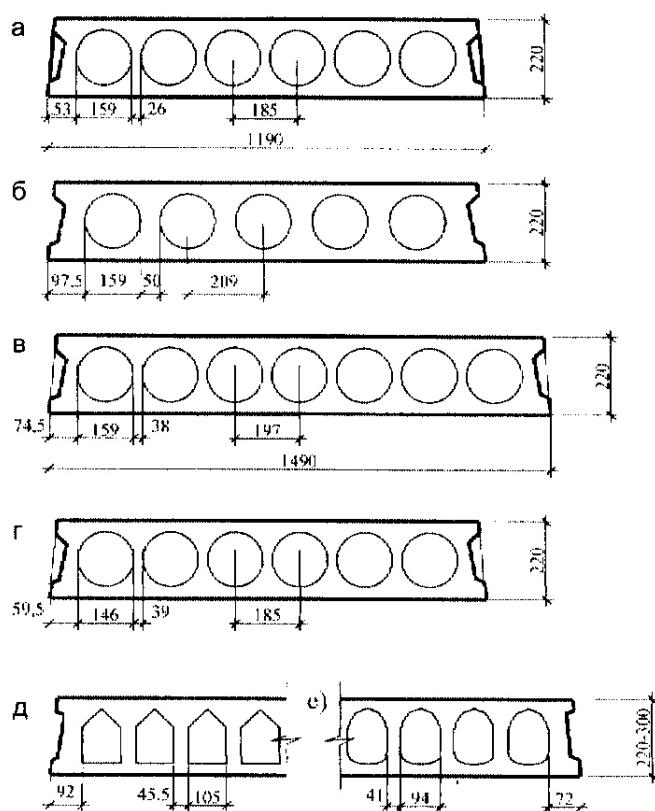


Рис. 1. Поперечные сечения многopустотных плит

а – типовая плита; б, в – усовершенствованные типовые плиты; г – плита второго поколения; д, е – плиты безопалубочного формования

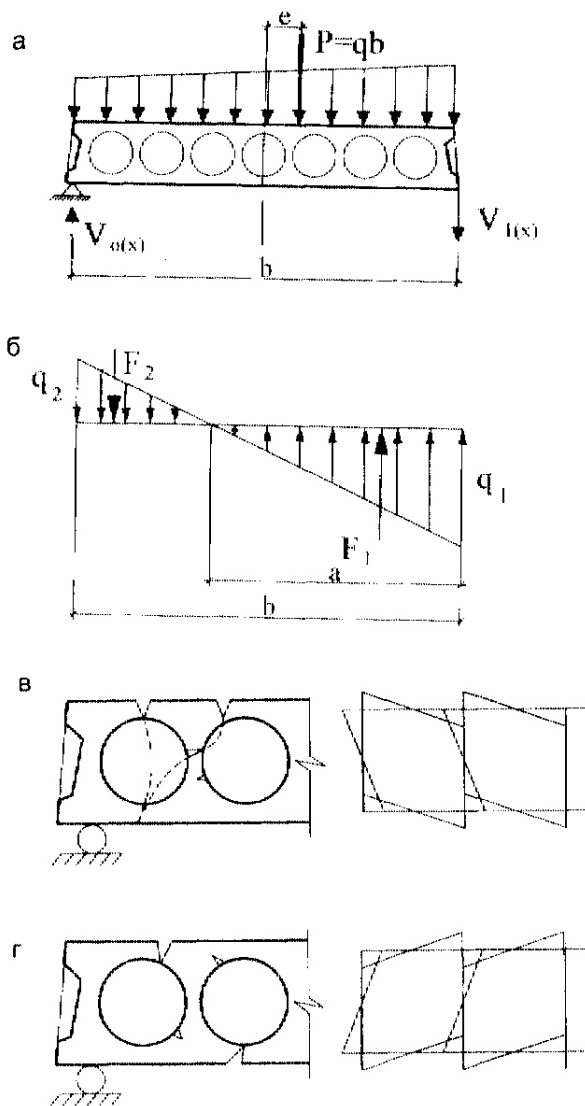


Рис. 2. К расчету типовой плиты, опертой по трем сторонам  
 а — усилия, действующие на плиту, в пролете; б — эпюра реактивного давления на торце плиты; в, г — схемы продольных трещин и эпюры поперечных бимоментов в пролете плиты и на опорах

Тогда погонная реакция вдоль продольной опоры также постоянна по длине и определяется по формуле

$$V_0 = [P + 2V_1(1 - \eta)] / (1 + \eta), \quad (2)$$

где  $\eta$  — коэффициент, зависящий от геометрических и жесткостных характеристик плиты, равный

$$\eta = 2,4(\alpha b / l)^2.$$

Здесь  $\alpha = B_{II} / B_K$  — основной жесткостной коэффициент плиты, который в стадии, близкой к разрушению, возрастает в 4–5 раз;  $B_{II}$ ,  $B_K$  — жесткости плиты на изгиб и кручение.

Эти реакции создают значительные дополнитель-

ные усилия в поперечном направлении от поперечных сил, изгибающих и крутящих моментов. Положительным влиянием поперечных распоров между плитами можно пренебречь. Формулы усилий в плите определяются по формулам путем интегрирования:

$$Q_X = \int_{l/2}^{l/2} (P - V_0 + V_1) dx,$$

$$M_X^0 = \int_X^{l/2} (Pe - V_0 b / 2 + V_1 b / 2) dx,$$

$$M_X = \int_0^X \int_X^{l/2} (P - V_0 + V_1) dx, \quad (3)$$

где  $e$  — эксцентриситет приложения погонной нагрузки  $P$ .

Эпюра давления торцов плит на стены ( $X=0$ ;  $l$ ) двухзначная (рис. 2, б), с максимальными значениями, определяемыми по формуле внецентренного сжатия

$$g_{1,2} = -Q/b \mp 6M^0 / b^2 =$$

$$= Pl(1 + 2V_1/P)(-\eta \mp 3) / [2b(1 + \eta)]. \quad (4)$$

Поскольку реакция  $V_0$  всегда существенно больше  $V_1$ , продольные изгибающие моменты (3) в плите, дополнительно опертой вдоль пролета, всегда меньше, чем в плите, работающей по балочной схеме, и поэтому далее не рассматриваются.

Проведенные ранее испытания [2, 3] показали, что толстостенные плиты разрушаются по пространственным трещинам, а при недостаточной толщине ребер и полок — по продольным трещинам и при более низких нагрузках. Продольные трещины в полках и ребрах тонкостенных плит в пролете и на опорах открываются в разные стороны (рис. 2, в, г) в соответствии со знаками поперечных бимоментов в раме поперечного сечения плиты. К тонкостенным плитам относятся типовые круглопустотные с диаметром пустот 159 мм и толщиной ребер 26 мм (см. рис. 1, а). Поэтому в перекрытиях, опертых по 3–4 сторонам, следует применять плиты второго поколения [5] с раздвинутыми пустотами (рис. 1, б, в), а при пролетах 6 м и более — с уменьшенными (146 мм) диаметрами пустот (рис. 1, г). Благодаря утолщенным ребрам эти плиты являются более технологичными при изготовлении: в них не требуются опорные каркасы, наблюдается более низкий процент брака при бетонировании, а бетон укладывается и при отсутствии вибропригруза.

Плиты с меньшим диаметром пустот (140 и 127 мм [1]) менее экономичны из-за увеличенного расхода бетона (см. таблицу) и невозможности устройства чистого пола без выравнивающей стяжки толщиной 20–30 мм. Поэтому для большепролетных плит более эффективны пустоты, вытянутые вертикально в виде домика или овала (см. рис. 1, д, е), что обеспечивает их значительно большую прочность по продольным сечениям [3] при меньшем расходе бетона (см. таблицу). Такие плиты марки ПБ [1] изготавливаются методом безопалубочного формования на длинных стендах с последующей нарезкой на элементы любой длины. Плиты

Приведенная толщина бетона плит  
с различными размерами пустот

d, мм \ b, мм	159	146	140	127	ПБ1	ПБ2
120	12,08	13,60	14,31	15,60	14,22	12,91
150	12,74	14,19	14,82	16,00	14,00	

ПБ армируются только в продольном направлении высокопрочной проволокой Вр-II и семипроволочными канатами К-7; поперечное армирование и монтажные петли в них отсутствуют, а потому расход стали, энерго- и трудозатраты у них значительно ниже, чем у типовых плит.

Расчет прочности плит в опорных участках и в середине пролета по продольным бетонным сечениям в ребрах и полках (рис. 2, в, г) выполняется на поперечные изгибающие бимоменты и поперечные силы, действующие в балкорамках.

Для исключения хрупкого разрушения плиты в пролете в результате среза вдоль полки и ребер от действия поперечной силы необходимо, чтобы выполнялось условие

$$V_0 \leq V_{0,bt} \quad (5)$$

где  $V_{0,bt}$  — погонная сдвигающая сила, воспринимаемая полкой и средним ребром плиты при срезе,  $V_{0,bt} = R_{bt} \delta_{\min}$ ;  $\delta_{\min}$  — минимальная толщина сечения полки или ребра.

Если прочность продольных сечений в пролете обеспечена, то выполняется проверка прочности по продольным сечениям, расположенным у наиболее нагруженного угла плиты. Условие прочности записывается в виде

$$M_S \leq M_{S,bt} \quad (6)$$

где  $M_S$  — момент внешних сил в балкораме в опасном сечении ребра или полки, определяемый через крутящий момент  $M_0^g$  в плите на опорах;  $M_{S,bt}$  — предельный момент от внутренних усилий, действующих в тех же опасных бетонных сечениях балкорамы на опорах плиты, что и момент  $M_S$ .

Ширина балкорамы принимается равной длине зоны распространения продольных трещин  $l_{orc}$ , полученной в испытаниях. За разрушающее усилие принимается среднее арифметическое из найденных минимальных значений для ребер и полки.

В пустотной плите, опертой по трем сторонам, продольные трещины не образуются при её достаточной толстостенности, оптимальной форме пустот или низких расчетных нагрузках. При разрушении по наклонным трещинам и учете только продольной арматуры прочность плиты, опертой по трем сторонам (рис. 3, а), благодаря пространственной работе составит:

при равномерном нагружении плиты

$$q = P/b = 6M_1/[r(1,5 - r/l)]; \quad (7)$$

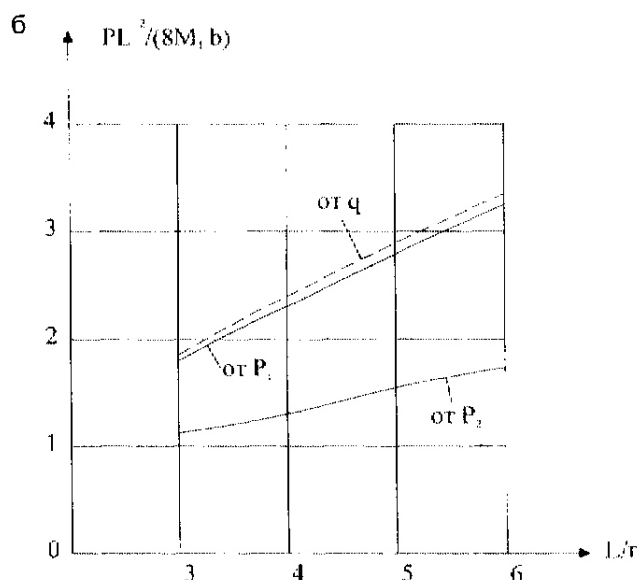
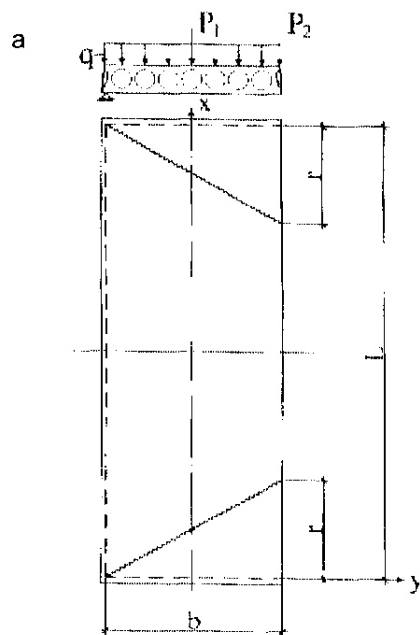


Рис. 3. К расчету прочности толстостенных плит, опертых по трем сторонам

а — схема разрушения плит; б — график изменения прочности плит

при загрузении осевой полосовой нагрузкой  $P$

$$P_1/b = 8M_1/[r(2 - r/l)]; \quad (8)$$

при загрузении краевой полосовой нагрузкой  $P$

$$P_2/b = 8M_1/[4r(1 - r/l)], \quad (9)$$

где  $M_1$  — расчетный момент, воспринимаемый нормальным сечением плиты;  $r$  — проекция критической трещины на ось  $x$ .

Благодаря опиранию по трем сторонам прочность



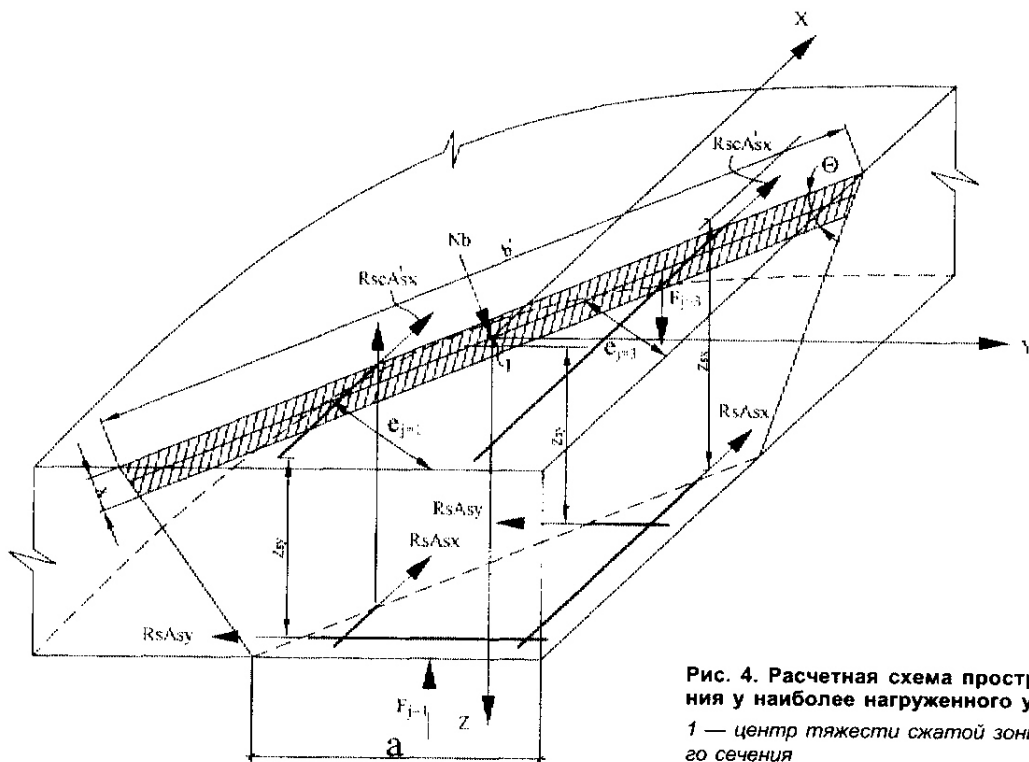


Рис. 4. Расчетная схема пространственного сечения у наиболее нагруженного угла плиты  
1 — центр тяжести сжатой зоны пространственного сечения

6-метровых плит шириной  $b = 1,2 - 1,5$  при  $r = b$  в случае приложения распределенной  $q$  или полосовой осевой  $P_1$  нагрузок превышает прочность балочной плиты более чем в два раза, а в случае краевой полосовой нагрузки  $P_2$  — в 1,3...1,5 раза. При одновременном приложении к плите нагрузок  $q$  и  $P_2$  левая и правая часть формул (7) и (9) суммируются и при  $q = P_2 / b$  приводит к увеличению прочности (рис. 3, б), по сравнению с балочными плитами, в 1,8...2,2 раза.

Более строго расчет прочности многопустотной плиты производится методом сечений. При этом рассматривается воздействие внешних и внутренних предельных сил на угловой блок плиты, отсеченный  $i$ -м пространственным сечением (рис. 4). Условие прочности записывается в виде

$$M_i \leq M_{ult}, \quad (10)$$

где  $M_i$  — момент внешних сил в плоскости, нормальной сжатой зоне пространственного сечения, относительно оси, перпендикулярной этой плоскости, и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне, определяемый по формуле

$$M_j = \sum_j F_j \cdot e_j, \quad (11)$$

где  $F_j$  — внешние силы, действующие в пределах рассматриваемого  $i$ -го углового блока плиты (рис. 2, б);  $e_j$  — расстояние от сил  $F_j$  до центра тяжести сжатой зоны пространственного сечения;  $M_{ult}$  — предельный момент от внутренних усилий, действующий в той же плоскости и относительно той же оси, что и момент  $M$ , и определяемый по формуле

$$M_{ult} = \gamma (\sum R_s A_{sx} Z_{sx} \sin \theta + \sum R_s A_{sy} Z_{sy} \cos \theta), \quad (12)$$

где слагаемые в скобках равняются внутреннему моменту, создаваемому усилиями в продольной и поперечной арматуре в растянутой зоне пространственного сечения относительно центра тяжести сжатой зоны пространственного сечения;  $\gamma$  — коэффициент условий работы, определяемый по результатам анализа натуральных испытаний;  $\theta$  — угол наклона сжатой зоны пространственного сечения относительно длинной стороны.

Высота сжатой зоны пространственного сечения определяется из уравнения равновесия проекции внутренних усилий в пространственном сечении на продольную ось элемента.

В качестве внешней силы учитывается опорная реакция от внешней нагрузки и внешняя нагрузка. Величина опорной реакции от внешней нагрузки зависит от места прохождения пространственного сечения и не может быть более равнодействующей сжимающих усилий на опоре.

При определении усилий в стержнях арматуры следует учитывать снижение ее сопротивления, если рассматриваемое пространственное сечение пересекает стержни в зоне их анкеровки.

В общем случае при расчете рассматривается ряд пространственных сечений с различным расположением контура пространственного сечения, каждое из которых проверяется расчетом. В качестве расчетного выбирается пространственное сечение, наилучшим образом удовлетворяющее условию (10). По результатам испытаний угол  $\theta < 45^\circ$ , а расстояние  $a \approx b/2$ .

## Выводы

На основании экспериментально-теоретических исследований получены новые схемы разрушения многопустотных плит по продольным и пространственным сечениям.

При увеличении пролетов эффективность совместной работы плит возрастает, увеличиваются крутящие и поперечные изгибающие моменты. Поэтому для больших пролетов целесообразно применение многопустотных плит марок:

ПБ с вертикально вытянутыми пустотами, изготавливаемых методом безопалубочного формования, которые более прочны в поперечном направлении при одинаковом расходе бетона и меньшем расходе стали, благодаря отсутствию поперечной арматуры и армированию всех ребер высокопрочной напрягаемой арматурой;

ПК с уменьшенным диаметром пустот и поперечным армированием опорных участков замкнутыми сетками, хорошо воспринимающими касательные напряжения от крутящих моментов;

ПК типовых с диаметром пустот 159 мм с поперечным армированием опорных участков замкнутыми сетками и каркасами при ограничении нагрузок в зависимости от пролета.

## Библиографический список

1. ГОСТ 9561-91. Плиты перекрытий железобетонные многопустотные для зданий и сооружений. Технические условия. - М. - Издательство стандартов. - 1992.
2. Семченков А. С. Совершенствование конструктивных решений настилов перекрытий общественных зданий//ЦНТИ Госкомархитектуры. Обзорная информация. 1984, вып. 4, - 58С.
3. Семченков А. С., Алексеев О. В., Карнет Ю. Н. Пространственная работа многопустотных плит безопалубочного формования//Бетон и железобетон. - 1987. - № 7. - с.8-11.
4. Семченков А. С., Демидов А. Р., Луговой А.В. Комплексный расчет большепролетных плит на различные воздействия в составе зданий смешанной конструктивной системы// Строительный эксперт. - 2003. - № 11. - с. 16.
5. Семченков А. С. Технологические круглопустотные плиты второго поколения с утолщенными ребрами//Бетон и железобетон. - 1994. - № 5. - с.5-7.

В.С.ШИРОКОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

## Развитие и совершенствование производства железобетонных труб

Жизнеобеспечение любых объектов строительства в городах и сельской местности требует обустройства водопроводных, канализационных и ливневых трубопроводных сетей.

Железобетонные трубы находят в трубопроводах большое применение в силу известных своих преимуществ – конкурентоспособности, не дефицитности, долговечности, технологичности в укладке. Кроме того, для труб сравнительно большого диаметра, начиная от 500-600 мм, альтернативы железобетонным трубам практически нет, особенно в системах промышленно-бытовой и ливневой канализации.

Исторически сложилось, что с развитием сборного железобетона заводское производство железобетонных труб шло в двух направлениях – по технологии центрифугирования и виброформования, из которых объем центрифугированных труб достигал 70% общего объема

выпуска. За 40-50 лет эксплуатации это оборудование морально устарело. Качество труб и технология изготовления в настоящее время не отвечают современным требованиям по многим техническим параметрам.

В последние 10 лет ряд заводов в стране закупил современное оборудование по технологии вибропрессования датской фирмы «Pedershaab», которое позволяет выпускать трубы диаметром от 100 мм до 3500 мм длиной от 2,5 м и более. Данную технологию отличает малая металлоемкость оборудования, широкий диапазон номенклатуры изделий, высокая производительность, использование высокочастотной вибрации (4500-6000 кол/мин), позволяющей применять жесткие бетонные смеси и немедленную распалубку, высокое качество труб, характеризующееся точностью геометрических размеров и высокой прочностью бетона – 50 МПа.

Заложенные в действующих стандартах и других нормативных документах характеристики железобетонных безнапорных труб ориентированы на отечественного производителя и отличаются от зарубежных показателей, а также от требований отечественного строительства сегодняшнего времени. Сказанное предопределяет необходимость технической модернизации и перевооружения как в сфере заводского производства, так и в области создания новой нормативной базы, к которой относится стандарт (старые ТУ), а также до сих пор официально не выпущенные нормы нагрузок на подземные трубопроводы. Прежде всего в существующем ГОСТе должна быть расширена номенклатура выпускаемых изделий за счет длины и диаметра. Изменения диктуются выпуском труб на импортном оборудовании, закупленном рядом заводов (Москва, Санкт-Петербург, Нижний Новгород, Казань, Тверь,

Некрасовка Моск. области и др.), а также выпуском труб диаметром до 3,5 м некоторыми отечественными предприятиями.

К наиболее существенным характеристикам бетона труб относится прочность на сжатие. В ГОСТ 6482-88 заложена прочность класса В25 (М300). От нее рассчитывают арматуру, прочность самой трубы и глубину заложения. В силу современных требований такая прочность не является достаточной, хотя бы с точки зрения плотности бетона и надежности возводимой конструкции.

Глубина заложения труб напрямую связана с расходом металла, т.е. с экономичностью труб и способом укладки трубопровода. Реально существуют три вида укладки труб: открытым способом в траншеи и в насыпь и в закрытых проходах. Используя методику определения вертикальных нагрузок на подземные сооружения, разработанную ранее проф. М.М. Протодьяконовым и развитую далее С.С. Давыдовым и Г.К. Клейном, можно прийти к выводу, что наиболее приемлемая величина заглубления трубопроводов, укладываемых открытым способом, является величина 4 м. Такая максимальная глубина заложения труб оправдана по ряду причин. По расчетам, для более массовых в применении труб диаметров 400...800 мм при глубине заложения 6 м и более происходит сводообразование грунта, что резко снижает вертикальную нагрузку на трубу. При необходимости глубокого заложения труб большего диаметра следует воспользоваться методом их усиления, изложенным в «Материалах для проектирования трубопроводов».

В условиях интенсивной застройки и развитой сети подземных коммуникаций, что характерно для городов, технически и экономически оправдан закрытый способ прокладки при глубине 6 м и более. Однако закрытый способ требует повышенных прочностных характеристик бетона класса В40-В50 (М500-М600), что налагает определенные требования к составам бетона и методам его укладки, а также к конструкции труб. Последнюю отличает повышенная толщина стенки, на которую передается нагрузка продольного продавливания (спо-

собы проходки щитовым методом или проколом).

Существующие до настоящего времени технологии изготовления железобетонных труб методом центрифугирования и вибрирования с частотой колебаний до 3000 кол/мин обеспечивают прочность бетона, как правило, 30-35 МПа, что заставляет производителей выпускать трубы с высоким расходом арматуры — 3-го класса прочности (по ГОСТ 6482-88) на глубину заложения 6 м. Кроме того, в трубах нет должной точности геометрических размеров по втулочной и раструбным частям. Вместе взятое существенным образом сказывается на их рентабельности и спросе. Поэтому первостепенное значение имеет глубина заложения и тип труб, который намечен в проекте и который должен заказываться у заводов-изготовителей под проект.

В сельских и поселковых местностях, где отсутствует инфраструктура подземных коммуникаций, использовать трубы с глубиной заложения более 4 м просто нецелесообразно.

При разработке отечественных технологий центрифугирования и вибрирования изначально исходили из необходимости уменьшения стыковых соединений в трубопроводе. За оптимальную была взята длина трубы 5 м. Сегодня сложилась парадоксальная ситуация. Для труб 5-метровой длины количество стыков вдвое меньше, чем для труб длиной 2,5 м, причем предусматривается стыковка методом зачеканки — процесс тяжелый и трудоемкий. Трубы длиной 2,5 м в силу точности геометрии стыкуются в трубопроводе с помощью резинового кольца, что существенно снижает трудозатраты. Кроме того, увеличение глубины заложения до 6 м и более резко повышает стоимость строительно-монтажных и земляных работ при возведении трубопровода, причем используются трубы с самым высоким расходом арматуры. Другими словами, в ГОСТ 6482-88 заложено противоречие: взамен сокращения стоимости строительно-монтажных и земляных работ видно ее явное увеличение вместе с повышением расхода арматуры в изделиях, с чем всегда борются проектировщики, конструкторы, научные работники, искивая новые конструктивные

решения труб, технологические усовершенствования и др. К последним можно отнести новые по геометрии арматурные каркасы, иную конструктивную схему изготовления спиральных каркасов. Однако выказанные предложения требуют более детальной проработки, контрольных испытаний на трубах и патентной защиты. Существенным пробелом стандарта следует считать отсутствие в нем раздела безнапорных бетонных труб, поскольку стандарт должен ориентировать производителей на новые экономичные и альтернативные решения в вопросе выпуска труб, в особенности без использования арматуры.

К числу других технических усовершенствований относится разработка конструкции ребристых железобетонных труб. На Московском заводе ЖБИ-23 (гл. инженер Бочаров В.С.) освоен выпуск таких труб диаметром 1200-1600 мм и длиной 5 м, конструкция которых разработана во ФГУП «Госэкомелиовод». Трубы прошли всесторонние испытания, которые подтвердили, что при сравнительно небольшом увеличении расхода бетона на трубу происходит существенное снижение расхода арматуры и сохраняется эксплуатационная прочность самой трубы. Более того, расчет показывает, что данные трубы возможно укладывать на глубину 8-10 м. Таким образом, ребристые трубы относятся к одному из эффективных типов безнапорных труб, наряду с круглыми. Вместе с тем, исходя из вышеизложенного о глубине заложения труб открытым способом, при разработке вопроса ребристых труб следует ориентироваться на диаметры 400...800 мм как армированных, так и неармированных.

Интересным технологическим решением на этом заводе является конструкция механически складывающегося внутреннего сердечника для формования труб. Помимо удобной распалубки труб, на сердечник можно устанавливать цельный полиэтиленовый чехол круглого очертания. После раздвижки сердечника в рабочее состояние чехол плотно его облегает, после чего на посту получают трубы с внутренним полиэтиленовым чехлом. Такие трубы отличаются высокой коррозионной стойкостью по отношению к

транспортируемым по трубопроводу агрессивным жидкостям – бытовым и промышленным, характеризующимися кислотной агрессивностью, наиболее опасной для бетона по интенсивности его разрушения.

Трубы с внутренним полиэтиленовым чехлом или чехлом из ПВХ можно изготавливать и на оборудовании фирмы «Pedershaab» (тип Модуль-симплекс). Разница в распалубке труб состоит в том, что здесь снизу трубы под чехлом подается сжатый воздух, который, аэрируясь, снижает трение между сердечником и чехлом, облегчая немедленную распалубку.

Сравнявая наиболее распространенные за рубежом технологии производства безнапорных труб методами вибропрессования с высокочастотным вибрированием с подпрессовкой (датская фирма «Pedershaab», немецкие фирмы «Zublin», «Pfeifer») и радиальным прессованием (итальянская фирма «Siome», фирмы США «Mac Cracken», «Hydrotile»), следует отметить, что к легко осваиваемой относится технология вибропрессования, причем наиболее простым, не снижающим качество изделий и более доступным с финансовой стороны, является оборудование фирмы «Pedershaab». Технология радиального прессования, оборудование которой в отечественном исполнении было установлено на нескольких заводах, несмотря на многолетние усилия проектных, научных и производственных организаций, так и не была освоена из-за технологических и технических сложностей.

Касаясь финансового вопроса, с точки зрения стоимости перевооружения трубных заводов на новую технологию вибропрессования, следует отметить следующее. Цена одного комплекта оборудования типа «Виги Симплекс» составляет в среднем 120 тыс. евро. Если учесть, что в стране закуплено 15 комплектов оборудования, то всего российской стороной затрачено 1,8 млн. евро (более 65 млн. руб.). Представляется, что такая сумма достаточна для закупки лицензии у фирмы с возможностью выпускать собственное оборудование и оснащать им не только собственные заводы, но и продавать в третьи страны. Необходи-

дима централизация и в технической политике, и в финансовых ресурсах, например путем создания акционерного объединения, поскольку интерес к железобетонным трубам неизменно возрастает.

В заключение отметим, что напорные железобетонные трубы в данной статье не затрагивались, поскольку выходили за рамки рассматриваемой проблемы. Однако раньше или позднее этот вопрос встанет в повестке дня, поскольку напорным магистральным водоводам из бетона по долговечности и конкурентоспособности альтернативы не существует.

## Выводы

1. Доминирующие в нашей стране технологии центрифугирования и вибрирования и выпускаемые по ним безнапорные железобетонные трубы не отвечают современным требованиям по трудоемкости, производительности, металлоемкости и качеству выпускаемой продукции. Альтернативой им является технология вибропрессования с высококачественным виброуплотнением и подпрессовкой бетона труб, которая представлена несколькими комплектами импортного оборудования, смонтированными и функционирующими на ряде заводов (Москва, Санкт-Петербург, Нижний Новгород, Казань, Тверь и др.).

2. Существующий ГОСТ 6482-88 на железобетонные трубы требует существенной корректировки в сторону расширения номенклатуры выпускаемых изделий по геометрическим параметрам и типу труб. По геометрическим параметрам: длина от 2 до 5 м, диаметр от 800 до 3500 мм; стыковое соединение – прямой и фальцевый стык под зачеканку и ступенчатый унифицированный стык под резиновое уплотнительное кольцо. По типу труб: обычные железобетонные трубы, изготавливаемые по технологиям центрифугирования и вибропрессования; бетонные трубы диаметром от 300 до 800 мм – круглые и ребристые; трубы для закрытой прокладки методом продавливания (прокола) диаметром от 600 до 1500 мм с утолщенной стенкой; коррозионностойкие трубы с внутренним полиэтиленовым чехлом диаметром от 800 до 2000 мм.

В статье не рассматривается такая номенклатура изделий, как трубы с фасонными частями, хотя этот вопрос давно требует своего решения с включением данной номенклатуры в стандарт.

3. В стандарте должна быть увеличена марочная прочность бетона труб до класса по прочности на сжатие В30-В50 (М400-М600) в зависимости от типа труб и введены характеристики плотности бетона. Помимо стандартного определения прочности бетона на сжатие, целесообразно ввести определение прочности бетона на растяжение по кубам или цилиндрам (ГОСТ 10180-85).

4. Необходимо провести расчетный анализ глубины укладки труб различными способами, увязав расчеты с экономической и технической эффективностью. Но уже сейчас можно с достаточной степенью уверенности исключить из ГОСТ 6482-88 трубы 3-го класса по прочности, рассчитанные на глубину заложения 6 м. Открытый способ укладки труб на такую глубину не оправдан экономически и технически, поскольку строители начинают широко использовать бестраншейный способ укладки трубопроводов методом продавливания.

5. Как обязательный нормативный документ для железобетонных труб должны быть выпущены нормы «Нагрузки и воздействия грунта на подземные трубопроводы».

6. Использование внутреннего полиэтиленового чехла (чехла из ПВХ) в трубах для придания трубопроводам, работающим в условиях транспорта промышленно-бытовой канализации, высокой коррозионной стойкости относится к наиболее эффективному и экономичному способу защиты бетона от агрессии. Технические предпосылки для изготовления таких труб имеются.

7. Увеличение класса бетона по прочности и исключение из стандарта труб 3-го класса прочности приводит к существенному сокращению расхода арматуры при изготовлении труб.

8. В целях повышения эффективности использования бетонных и железобетонных безнапорных труб целесообразна централизованная связь и управление по решению различных технических и экономических вопросов.

А.Г.ЗОТКИН, канд. техн. наук

## Коэффициент эффективности минеральных добавок в бетоне: интерпретации и определение

Современная технология предусматривает введение минеральных добавок (МД), и в первую очередь зол ТЭС, как почти обязательного компонента бетона. При этом основная роль МД заключается не в экономии цемента, а в улучшении комплекса технических свойств, т.е. в получении бетона более высокого качества. Важным аспектом технологии таких бетонов является выбор критерия эффективности МД. Из различных применяемых критериев (изменение прочности при введении МД, степени использования цемента и т.д.) наиболее информативным является коэффициент цементирующей эффективности  $K_{цэ}$  [1,2]. Он имеет ясный физический смысл (отношение масс сокращаемого цемента и вводимой МД, при котором прочность бетона остается постоянной) и позволяет рассчитывать прочность бетонов с МД.

Впервые  $K_{цэ}$  был предложен Смитом [1], проводившим эксперименты на золах ТЭС. Его значение рассчитывалось из равенства  $V/C$

контрольного бетона и  $\frac{V}{C + K_{цэ} \cdot Z}$  бетона с золой (Z) той же прочности. Для нахождения параметров равнопрочных составов строились зависимости прочности от  $V/C$  для контрольного бетона и бетона с золой, что является достаточно трудоёмким. Так как получаемые значения  $K_{цэ}$  зависели от принятого уровня прочности, определялось среднее из нескольких значений [2]. Эта методика использовалась во многих исследованиях. В Германии она несколько упрощена и предусматривает испытание контрольного состава (с расходом цемента  $300 \text{ кг/м}^3$ ) и двух составов разной прочности с МД, что позволяет находить состав, равнопрочный контрольному [3]. В отечественных рекоменда-

циях, где  $K_{цэ}$  предлагается использовать для подбора составов мелкозернистого бетона с минеральной добавкой [4], для нахождения равнопрочного контрольного состава предусматривается изготовление трех составов бетона с МД.

В последнее время в отечественных публикациях появились предложения о включении расхода МД в формулу прочности бетона и учете ее "вклада" в прочность с помощью  $K_{цэ}$  [5,6]. Но практическое использование  $K_{цэ}$  затрудняется двумя причинами: сложностью определения (что было показано выше) и сильной зависимостью его величины от состава бетона и других факторов.

В настоящей статье предлагается более простая методика, позволяющая находить  $K_{цэ}$  по результатам испытания всего двух составов: контрольного и с МД. Представлена и новая интерпретация  $K_{цэ}$ , а также еще одна методика определения, основанная на ней. Эти методы могут применяться не только для более простого определения  $K_{цэ}$  в эксперименте, но и для его расчета по результатам уже выполненных исследований, что расширяет возможности анализа зависимостей  $K_{цэ}$  от различных факторов. При этом учтено, что термин "цементирующая эффективность" является не совсем удачным, так как ассоциируется с пуццоланической активностью, тогда как фактически характеризует общий прочностной эффект любых МД (включая микронаполнители). Поэтому он все чаще заменяется термином "коэффициент эффективности" [3, 7], который можно использовать и для оценки влияния МД на другие свойства бетона [8]. По нашему мнению, он может быть применен также для некоторых других групп добавок, например, органоминеральных (СП+МД). Поэтому в

дальнейшем изложении используется термин "коэффициент эффективности" ( $K_э$ ).

Сложность применяемых методик определения  $K_э$  объясняется необходимостью поиска состава бетона с МД, равнопрочного контрольному, так как при ее введении и взамен песка, и взамен цемента прочность бетона изменяется. Методика может быть рационализована, если изменить объект поиска, и вместо этого состава искать состав (расход цемента) бездобавочного бетона, равнопрочного полученному бетону с МД [9]. В этом случае удастся ограничиться двумя составами бетона (контрольного и с МД), а расход цемента в равнопрочном бездобавочном бетоне находится по зависимости прочности от расхода цемента (или  $C/V$ ). Такая зависимость имеется в любой лаборатории, а при необходимости может быть рассчитана по известным формулам прочности по испытанию одного состава контрольного бетона.

Пример, в котором зола вводилась как взамен цемента, так и взамен песка, причем контрольные составы выбраны таким образом, что оба способа дали один и тот же состав бетона с золой, приведен в таблице.

Расход цемента в бетоне, равнопрочном бетону с золой, легко находится и составил  $275 \text{ кг/м}^3$ ,

$$K_э = \frac{45}{100} = 0,45 .$$

Но Z состава в таблице приняты лишь для точного определения расхода цемента в равнопрочном контрольном бетоне. Использование предлагаемой методики позволяет ограничиться двумя составами, например 1 и 2. В этом случае расход цемента в бездобавочном бетоне, равнопрочном бетону с золой, рас-

№ состава	Расход материалов, кг/м <sup>3</sup>					R <sub>сж</sub> <sup>28</sup> , МПа
	В	Ц	П	Щ	З	
1	190	330	650	1200	-	25
2	200	230	590	1200	100	18,7
3	190	230	730	1200	-	13,6

считывается по формуле

$R_6 = AR_{ц} \left( \frac{Ц}{В} - 0,5 \right)$ . Приняв  $AR_{ц} = K$  (коэффициент качества материалов), рассчитаем его значение по данным строки 1 таблицы:  $K=20,0$ . Тогда расчетный расход цемента в бездобавочном бетоне с прочностью 18,7 МПа составит 273 кг/м<sup>3</sup>, что дает значение

$$K_3 = \frac{273 - 230}{100} = 0,43.$$

Возможности расчета  $K_3$  могут быть еще более расширены, если использовать его другую интерпретацию, предложенную в [9].  $K_3$  можно рассматривать как отношение прироста прочностей при введении в бетон определенного количества МД взамен песка ( $\Delta R_2$ , МПа) и при увеличении расхода цемента на ту

же величину ( $\Delta R$ , МПа):  $K_3 = \frac{\Delta R_2}{\Delta R}$  (эта интерпретация, в отличие от общепринятой "массовой", может быть названа "прочностной"). Если МД вводится взамен цемента, соответствующее изменению прочности  $\Delta R_1$ , тогда  $\Delta R_2 = \Delta R - \Delta R_1$ . Соотношения поясняются рис.1, составленным по данным таблицы. Расчет

$$\text{дает } K_3 = \frac{5,1}{11,4} = 0,45, \text{ что хорошо}$$

коррелирует с предыдущими результатами.

Использование предложенных методов не только упрощает определение  $K_3$  в эксперименте, но и расширяет возможности его расчета по данным различных исследований, в которых имеется хотя бы один результат прочности бетона с

МД при любом способе ее введения. Ниже приводятся примеры таких расчетов для наиболее широко применяемой МД – золы ТЭС.

Достаточно полную картину влияния состава бетона на  $K_3$  можно получить на основе номограммы прочности бетона с золой, включающей все возможные составы таких бетонов [10]. Для любого состава по номограмме можно определить расходы золы, цемента и прочность. Это позволило посчитать  $K_3$  как обычным (по соотношению масс сэкономленного цемента и введенной золы), так и предложенным "прочностным" методом (по соотношению прироста прочностей при введении одинаковых количеств золы и цемента). Результаты практически совпадали, максимальная разница не превышала 5%. Они представлены на рис.2, откуда видно, что  $K_3$  значительно меняется в зависимости как от расхода цемента, так и от расхода золы.

Необходимо признать, что систематизированных данных о влиянии различных факторов на  $K_3$  в литературе имеется мало. Высказываются сожаления, что значительное количество публикаций о влия-

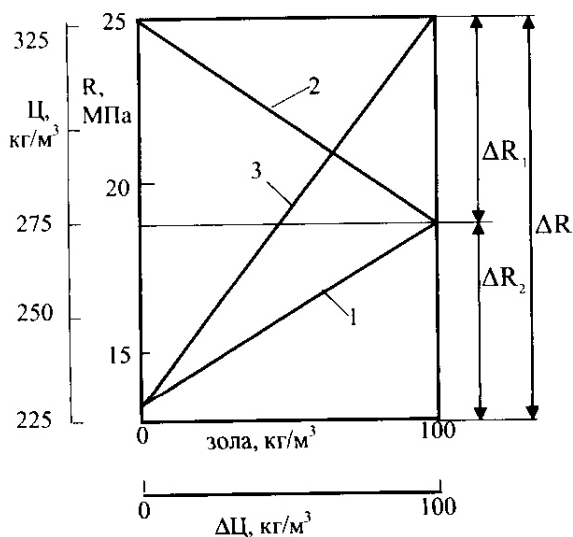


Рис. 1 Прочностные эффекты введения золы различными способами

1 – взамен песка; 2 – взамен цемента; 3 – взамен увеличения расхода цемента.

Расходы цемента на второй вертикальной оси соответствуют прочностям бездобавочного бетона

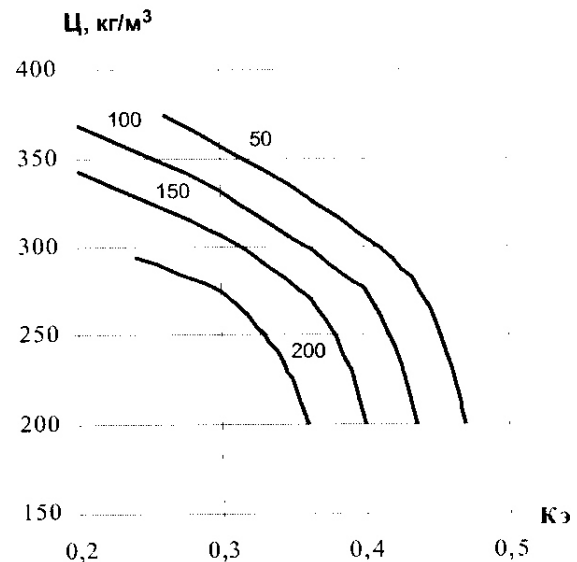


Рис. 2. Влияние расходов цемента и золы в бетоне на  $K_3$

Цифры над кривыми – расход золы в кг/м<sup>3</sup>. Пропаренный бетон в возрасте 28 сут на золе Ангарской ТЭС-1 [10]

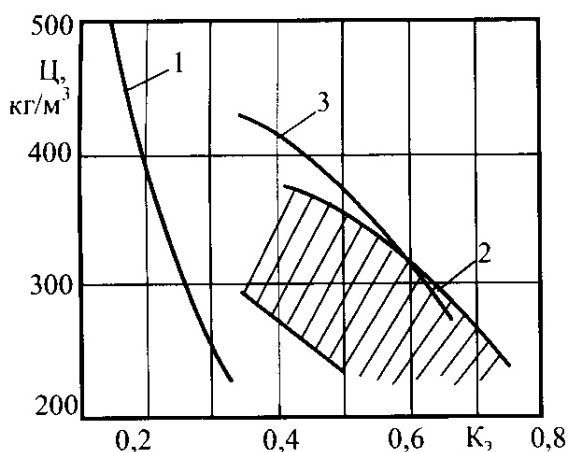


Рис. 3. Влияние расхода цемента на  $K_3$  по литературным данным:

1 — [2], 2 — [11] (зола 60–120 кг/м<sup>3</sup>), 3 — [12]  
 Бетоны нормального твердения в возрасте 28 сут

нии МД на прочность бетона не содержит данных, необходимых для расчета  $K_3$  (по обычной методике) [3, 7]. Методы, предложенные в данной статье, предоставляют такую возможность. Они были применены для обработки результатов исследований по влиянию зол ТЭС на прочность бетонов, выполненных в Великобритании [2], Германии [11] и Канаде [12], составы бетонов в которых варьировались в широких пределах. Результаты обрабатывались с целью получения зависимости  $K_3$  от расхода цемента, которая представляется наиболее важной для расчетов прочности бетона с МД. При этом расход золы находился в пределах 60–120 кг/м<sup>3</sup>. Несмотря на «случайный» выбор источников (по массовости представленных

в них результатов), наблюдался общий характер зависимостей:  $K_3$  уменьшался с ростом расхода цемента (рис. 3), что соответствует и данным рис. 2. Низкие значения  $K_3$ , рассчитанные по [2], подтверждаются средними значениями  $K_3$  для разных английских зол, приведенными в этой работе (0,137–0,328).

Анализ характера и причин влияния различных факторов на  $K_3$  минеральных добавок не является задачей данной статьи. Но предложенные методики и «прочностная» интерпретация  $K_3$ , лежащая в основе одной из них, упрощающие определение  $K_3$  и облегчающие такой анализ, могут способствовать более широкому применению коэффициента эффективности в технологии бетонов с минеральными добавками.

## Библиографический список

1. Smith J.A. The design of fly ash concrete. Proceedings Institute of civil engineers. — London, Vol.36 (1976), pp. 769–790.
2. Смит А.Э. Современный подход к применению золы-уноса в бетоне. Технология товарной бетонной смеси. — М.: Стройиздат, 1981. — с.18–24.
3. Schiessl P., Hardtl R. Steinkohlenflugasche im Beton // Beton 1993, H.11, — s. 576–580 und H.12, — s. 644–648.
4. Рекомендации по подбору составов тяжелых и мелкозернистых бетонов. — М.: ЦИТП, 1990. — 68 с.
5. Дворкин Л.И., Дворкин О.Л. Многопараметровые задачи проектирования составов бетона // Бетон и железобетон. — 2002. — № 2. — с. 6–9.
6. Рахимов Р.З. и др. Разработка и реализация программного обеспечения «Concrete» для проектирования и корректировки высококачественных бетонов // Бетон и железобетон. — 2002. — № 6. — с. 2–5.
7. Condensed Silica Fume in Concrete. Thomas Telford, London — FIP — 1988, p.37.
8. Ho D.W.S., Levis R.K. Effectiveness of fly ash for strength and durability of concrete. // Cement and Concrete Research. — 1986, № 5. — pp. 793–800.
9. Зоткин А.Г. Оценка минеральных добавок для бетона // Бетон и железобетон. — 1996. — № 2. — с.19–21.
10. Зоткин А.Г. Графическая интерпретация методов назначения расхода золы в бетоне // Бетон и железобетон. — 1992. — № 6. — с. 21–23.
11. Lewandowski R. Einfluss unterschiedlicher Flugaschequalitäten und — Zuqabemengen auf die Betoneigenschaften. Teil 2 // Betonwerk + Fertigteil — Technik. — 1983, № 2. — s. 105–108.
12. Ghosh R.S., Timusk J. Greep of fly ash concrete // Journal American Concrete Institute. — 1981. — № 5. — pp. 351–357.

Государственное унитарное предприятие Научно — исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) имеет в свободной продаже литературу, подготовленную ведущими сотрудниками института:

В.Г. Батраков « Модифицированные бетоны. Теория и практика», 1998., об. 486 стр. Изд. 2-ое, переработанное и дополненное. Обобщены результаты исследований автора в области модифицирования бетонов, рассмотрены теоретические основы модифицирования бетонов и свойства модификаторов, дана их классификация, проанализированы принципы и основные области применения модификаторов.

С.А. Мадатян « Арматура железобетонных конструкций», 2000г., об. 256 стр.

В книге рассмотрены классификация, терминология, способы производства и методы испытания обычной и напрягаемой арматуры. Подробно рассмотрены свойства унифицированной свариваемой арматуры класса А500С.

*Т.А.ХЕЖЕВ, канд. техн. наук, доц. (Кабардино-Балкарский государственный ун-т)*

### **Технология изготовления и огнестойкость армоцементных конструкций со слоем вермикулитобетона**

Ежегодно количество пожаров в нашей стране растет, поэтому разработка строительных конструкций высокой огнестойкости является актуальной задачей.

Применение тонкостенных железобетонных, армоцементных и фибробетонных конструкций позволяет снизить материалоемкость, стоимость и трудоемкость возведения зданий и сооружений. Вместе с тем с уменьшением толщины стенок и соответственно толщины защитного слоя бетона поверх арматуры наблюдается тенденция к снижению огнестойкости железобетонных конструкций.

Для разработки армоцементных конструкций высокой огнестойкости проанализированы возможные способы: увеличение размеров поперечного сечения и толщины защитного слоя арматуры; повышение статической неопределимости конструкции; повышение критической температуры стали; защита от хрупкого разрушения; нанесение вспучивающихся огнезащитных покрытий; устройство подвесных потолков; устройство или нанесение теплоизоляционных покрытий. К способу повышения огнестойкости армоцементных конструкций предъявлены требования эффективности, экономичности, многофункциональности, технологичности и надежности. Этим требованиям в наибольшей степени отвечают огнезащитные теплоизолирующие покрытия на основе вспученного вермикулита.

Нанесение таких покрытий на строительные конструкции осуществляют методами сухого торкретирования и набрызга, которые, наряду с известными достоинствами, имеют ряд недостатков. Последние можно избежать, нанося огнезащитные покрытия на конструкции в заводских условиях.

Анализ способов изготовления армоцементных конструкций показывает, что наиболее широкое применение в практике строительства получили способы поверхностного виброформования. При этом формование армоцементных элементов осуществляют на жестком основании. Однако при формовании армоцементного слоя в свежееотформованном вермикулитобетонном слое возникают условия, отличные от тех, что возникают при формовании тонкого слоя цементно-песчаного бетона на жестком основании. Жесткость свежееотформованного вермикулитобетонного слоя может оказать существенное влияние на уплотнение цементно-песчаного бетона армоцементного слоя. Кроме того, наличие вермикулитобетонного слоя изменяет условия теплообработки армоцементных конструкций.

Исследования проводились на экспериментальном стенде, позволяющем формировать плиты размером 50х200 см различной толщины. Рабочий орган вибропротяжного устройства состоял из вибрирующего бункера с примыкающей к нему уплотняющей поверхностью и стабилизирующей опалубки. Частота колебаний формующего органа равнялась 50 и 100 Гц при амплитуде смещений соответственно 0,28 и 0,12 мм, а скорость перемещения – от 0,25 до 1 м/мин.

Эксперименты по формованию огнезащитного слоя вибропротяжным устройством показали, что вермикулитобетонные смеси на портландцементе составов 1:2, 1:3, 1:4 (по объему) с подвижностью 5-6 см по погружению конуса СтройЦНИЛа поддаются укладке слоем минимальной толщины – 15 мм, а вермикулитобетонные смеси с подвижностью меньше 5 см имеют "разрывы" сплошности слоя при толщине 25 мм и меньше. Разрывы сплошности слоя являются следствием малой его толщины, возросших сил трения между вермикулитобетоном и формующим органом при применении вермикулитобетонной смеси с подвижностью меньше 5 см при скоростях формования 0,3-1,0 м/мин.

Для устранения разрывов сплошности огнезащитного слоя предложено армировать его мелкоячеистой сеткой в процессе формования, причем сетку необходимо фиксировать в максимально возможном верхнем уровне вермикулитобетонного слоя. Эффективность применения мелкоячеистой сетки при формовании вермикулитобетонного слоя повышается тем, что наряду с основной функцией она выполняет и другие: позволяет уменьшить перемешивание бетонных слоев при формовании армоцементного слоя на вермикулитобетонном; обеспечивает вермикулитобетонному слою лучшую сохранность и повышает надежность совместной работы слоев при пожаре; увеличивает жесткость и трещиностойкость изгибаемых армоцементных конструкций.

Исследования по изготовлению армоцементных элементов с огнезащитным слоем, изготавливаемые способом послойного формования, показали, что при формовании вермикулитобетонного слоя на армоцементном обеспечивается четкая граница слоев, а в случае формования армоцементного слоя на вермикулитобетонном происходит перемешивание бетонных слоев. Уменьшение зоны перемешивания последних может быть достигнуто при условиях: применения вермикулитобетонной смеси с большей жесткостью (вязкостью)



по сравнению с цементно-песчаной бетонной смесью; получения вермикулитобетонного слоя с увеличенной пластической прочностью и плотностью вермикулитобетона; повышения сопротивления сдвигу вермикулитобетонного слоя при формировании на нем армоцементного слоя.

Для формирования двухслойных элементов с обеспечением четкой границы слоев предложено предварительно выдерживать свежесформованный вермикулитобетонный слой перед формированием армоцементного в течение 40-90 мин в зависимости от состава и подвижности смеси. За это время вермикулитобетонная смесь в результате процесса самовакуумирования и начала процесса схватывания набирает пластическую прочность (0,015-0,025 МПа), достаточную для формирования армоцементного слоя на вермикулитобетонном с обеспечением четкой границы слоев. Зона перемешивания бетонных слоев составляет при этом всего 2-4 мм.

Качество уплотнения цементно-песчаной смеси на предварительно выдержанном вермикулитобетонном слое оценивали по прочности на растяжение при изгибе образцов размером 2x8x30 см, по водопоглощению, по пористой структуре, исследуемой методом ртутной пориметрии. Результаты экспериментов показали, что наличие вермикулитобетонного слоя толщиной до 40 мм не оказывает заметного влияния на физико-механические характеристики цементно-песчаного бетона [1].

Способ тепловой обработки армоцементных конструкций во многом определяется их конструктивными особенностями. В данном случае наиболее широкое применение нашел способ тепловой обработки с контактной передачей тепла. Исследования процесса тепловой обработки армоцементных конструкций со слоем вермикулитобетона проводили по способу греющего поддона. Греющей матрицей являлась металлическая форма-поддон размером 200x50 см. Прогрев матрицы по заданному температурному режиму осуществлялся с помощью программного регулятора ПРТЭ-2М. Перепад температур по поверхности поддона не превышал 5-6 °С. Температуру регистрировали потенциометром КСП-4И с помощью хромель-алюмелевых термопар.

Исследования по тепловой обработке армоцементных плит со слоем вермикулитобетона способом контактного прогрева по режиму {2}+3+4+3 ч с укрытием открытой поверхности пленкой и матом показали, что наличие вермикулитобетонного слоя как снизу, так и сверху армоцементного слоя улучшает характеристики цементно-песчаного бетона [2]. Изучение капиллярно-пористой структуры последнего методом ртутной пориметрии показало, что объем пор с большими размерами (макрокапилляры) меньше у бетона, прошедшего тепловую обработку при наличии вермикулитобетонного слоя. Установлено, что благодаря хорошим теплоизоляционным свойствам и значительному водосодержанию вермикулитобетонной смеси наличие огнезащитного слоя сверху армоцементного снижает влаготепери цементно-песчаного бетона, а также улучшает условия внешнего теплообмена во время тепловой обработки, что приводит к повышению физико-механических свойств бетона. В случае расположения вер-

микулитобетонного слоя снизу армоцементного благоприятные влажностные условия для твердения цементно-песчаного бетона создаются вследствие испарения воды в вермикулитобетоне и переноса влаги в армоцементный слой в процессе тепловой обработки.

Время на тепловую обработку двухслойных армоцементных элементов с расположением вермикулитобетонного слоя снизу можно сократить на 2-3,5 ч без ухудшения физико-механических показателей цементно-песчаного бетона, что обеспечивается за счет "мягкого" режима прогрева армоцементного слоя.

По предложенной технологии были изготовлены двухслойные армоцементные образцы размерами 625x500 и 190x190 мм для испытания на прогреваемость по температурному режиму "стандартного" пожара. Армоцементный слой двухслойных образцов армировали двумя слоями тканой сетки с размером ячейки 8x8 мм, диаметром проволоки 0,7 мм и стержневой арматурой диаметром 7 мм, расположенной между сетками. В результате проведенных экспериментов в ЛФ ВНИИПО подобран вермикулитобетон на портландцементе М500 состава 1:3 (по объему) плотностью 600-650 кг/м<sup>3</sup>, прочностью  $R_{сж} = 2,5$  МПа,  $R_{изг} = 1,3$  МПа на вермикулите фракции 0-2,5 мм Ковдорского месторождения, который обладает наиболее высокой огнезащитной способностью и необходимыми физико-механическими свойствами.

На заключительном этапе совместно с НИИЖБом и ВНИИПО проведены исследования на огнестойкость однослойных и двухслойных армоцементных оболочек натуральных размеров, изготовленных по разработанной технологии [3]. Огнестойкость армоцементных элементов по признаку потери несущей способности изменяется от 6 до 50 мин в зависимости от внешней нагрузки. Предел огнестойкости армоцементных элементов с огнезащитным слоем из вермикулитобетона толщиной 18-20 мм составляет 2,5 - 3 ч. Длительное воздействие пожара не вызывает отслоений и нарушений поверхности огнезащитного слоя двухслойных армоцементных элементов вплоть до их разрушения. Испытанная на огнестойкость двухслойная армоцементная оболочка с равномерно распределенной нагрузкой по всей площади (100 кгс/м<sup>2</sup>) имела значительную остаточную несущую способность после 2,5 ч огневых испытаний. После остывания она без признаков повреждений выдержала и последующие монтажные нагрузки.

Изучение огнестойкости строительных конструкций экспериментальными методами представляет собой трудоемкую задачу, для решения которой требуется дорогостоящее оборудование. Испытания проводятся по "стандартному" температурному режиму, а для прогноза развития пожара могут потребоваться сведения о поведении конструкции при другом температурном режиме. В этой связи большое значение имеют расчетные методы определения пределов огнестойкости конструкций.

Расчет предела огнестойкости армоцементных конструкций с огнезащитным слоем из вермикулитобетона сводится к решению теплофизической задачи. Распределение температуры  $t(x, \tau)$  по толщине многослойной конструкции описывается уравнением Фурье

$$\rho(x) c(t, x) \frac{\partial t}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda(t, x) \frac{\partial t}{\partial x} \right),$$

$$(x, \tau) \in Q \equiv \{(x, \tau): x \in (0, l), \tau \in (0, T)\} \quad (1)$$

где  $x, \tau$  — координаты в пространстве и времени;  $c(t, x), \lambda(t, x), \rho(x)$  — удельная теплоемкость, коэффициент теплопроводности и плотность материала;  $l$  — толщина конструкции;  $T$  — некоторое конечное значение времени. Заметим, что  $c$  и  $\lambda$  являются еще функциями времени косвенно через  $t(x, \tau)$ , а явная их зависимость от пространственной координаты  $x$  обусловлена неоднослойностью конструкции. Зависимость плотности материала от температуры несущественная, поэтому не учитывается. В то же время она зависит от пространственной координаты вследствие многослойности конструкции.

К уравнению (1) присоединяются начальные и граничные условия. Пусть начальные условия имеют форму

$$t(x, 0) = \varphi(x), \quad x \in [0, l] \quad (2)$$

с известной функцией распределения  $\varphi(x)$ . Имея в виду двухслойную конструкцию (вермикулитобетонный и армоцементный слой), граничные условия можно записать в виде

$$\lambda_B(t) \frac{\partial t(0, \tau)}{\partial x} = \alpha_B(t) [t(0, \tau) - T_{II}(\tau)], \quad \tau > 0, \quad (3)$$

$$-\lambda_A(t) \frac{\partial t(l, \tau)}{\partial x} = \alpha_A(t) [t(l, \tau) - T_C(\tau)], \quad \tau > 0. \quad (4)$$

Здесь  $\lambda_B(t) = \lambda(t, 0), \lambda_A(t) = \lambda(t, l)$  — коэффициенты теплопроводности вермикулитобетона и армоцемента соответственно;  $\alpha_B$  — коэффициент теплопередачи от нагреваемой среды (огневой камеры) к поверхности конструкции (вермикулитобетонному слою);  $\alpha_A$  — коэффициент теплопередачи от необогреваемой поверхности (армоцементного слоя) в окружающую среду;  $T_{II}(\tau), T_C(\tau)$  — функции температуры пожара и окружающей среды;  $T_C(\tau)$  и  $\varphi(x)$ , как правило, являются постоянными величинами.

Уравнение (1), начальные и граничные условия (2-4) образуют задачу о распределении температуры по толщине конструкции. Коэффициенты и другие величины, входящие в уравнение и дополнительные условия, определяются по известным формулам [4, 5] для двухслойной конструкции

$$\lambda_B(t) = \lambda_1 + k_1 t, \quad c_B(t) = c_1 + k_2 t,$$

$$\lambda_A(t) = \lambda_2 + k_3 t, \quad c_A(t) = c_2 + k_4 t,$$

$$\alpha_B(t) = 29 + \frac{5,77 \varepsilon_B}{t(0, \tau) - T_{II}} x$$

$$x \left[ \left( \frac{T_{II} + 273}{100} \right)^4 - \left( \frac{t(0, \tau) + 273}{100} \right)^4 \right], \quad (5)$$

$$\alpha_A(t) = 1,5 \sqrt{t(l, \tau) - T_C} +$$

$$+ \frac{5,77 \varepsilon_A}{t(l, \tau) - T_C} \left[ \left( \frac{t(l, \tau) + 273}{100} \right)^4 - \left( \frac{T_C + 273}{100} \right)^4 \right],$$

где  $\lambda_1, \lambda_2, c_1, c_2$  — начальные характеристики коэффициентов теплопроводности и теплоемкости соответственно вермикулитобетона и армоцемента;  $k_1, k_2, k_3, k_4$  — коэффициенты, численные значения которых определяются из критерия удовлетворительного совпадения экспериментальных и расчетных кривых прогрева плит;  $\varepsilon_B, \varepsilon_A$  — степени черноты соответственно вермикулитобетона и армоцемента.

Вследствие зависимости удельных теплоемкостей и коэффициентов теплопроводности от температуры уравнение (1) и граничные условия (3-4) являются нелинейными. Поэтому получить решение задачи (1-4) в явном виде не удастся. Выход из такого затруднения состоит в применении численных методов и ЭВМ. С этой целью в области определения задачи вводится равномерная пространственно-временная сетка с шагами по координатам  $x$  и  $\tau$ . Используется, по рекомендации [6], конечноразностная неявная двухслойная схема вычислений в сочетании с методом итераций. При этом производные, входящие в уравнение теплопроводности и граничные условия, заменяются известными разностными соотношениями.

Далее процедура метода приводит к необходимости решения на каждом верхнем слое по времени системы алгебраических уравнений с трехдиагональной матрицей коэффициентов

$$A_i^S y_{i-1}^{S+1} - C_i^S y_i^{S+1} + B_i^S y_{i+1}^{S+1} = -F_i^S, \quad i = 1, 2, \dots, N-1, \quad (6)$$

$$y_0^{S+1} = \mu_1^S y_1^{S+1} + \nu_1^S, \quad y_N^{S+1} = \mu_2^S y_{N-1}^{S+1} + \nu_2^S \quad (7)$$

Здесь введены обозначения:  $y_i^S = t(x_i, \tau_{j+1})$ ,  $x_i = i \cdot \Delta x$ ,  $\tau_j = j \Delta \tau$ ,  $\Delta x = l/N$  и  $\Delta \tau$  — шаги сетки,  $s$  — номер итерации;  $A_i^S, B_i^S, C_i^S, \mu_1^S, \mu_2^S$  — коэффициенты;  $F_i^S, \nu_1^S, \nu_2^S$  — свободные члены, легко получаемые в

ходе преобразований. При  $j = 0$  в силу (2)  $y_i = \varphi(x_i)$ ,  $i = 0, 1, \dots, N$ , что используется в начале счета.

Нелинейность данных уравнений преодолевается с помощью метода итераций. Вычисления показывают, что итерационный процесс быстро сходится с высокой степенью точности. Как критерий прекращения

итераций применено условие:  $\max_{x_i} |y_i^{s+1} - y_i^s| \leq \varepsilon$ , где

$\varepsilon$  - априорно задаваемая малая погрешность. В проведенных вычислениях она принималась равной 0,001. При этом необходимое количество итераций оказалось не более 2-3. Линеаризованная система алгебраических уравнений (6, 7) решалась на каждом шаге итерации с помощью метода прогонки [7].

Серия вычислительных экспериментов с применением ПЭВМ, проведенных с целью подбора формул (5), обеспечивающих приемлемое совпадение теоретических и экспериментальных кривых (см. рисунок), дали выражения для коэффициентов теплопроводности и теплоемкости вермикулитобетона

$$\lambda_B(t) = 0,11 + 0,00006 t, \quad c_B(t) = 920 + 0,51 t.$$

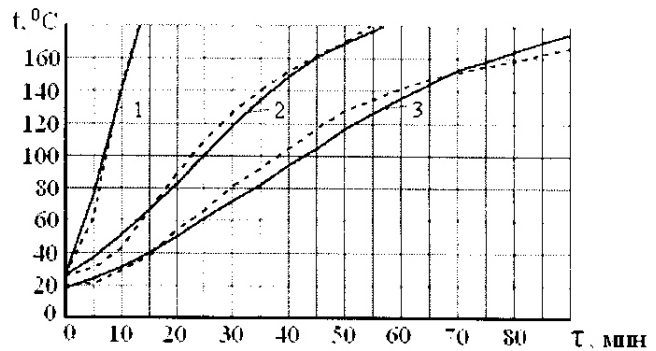
По коэффициентам теплопроводности и теплоемкости для вермикулитобетона и армоцемента были построены кривые изменения температуры на границе между слоями и стержневой арматуры с помощью предложенного алгоритма расчета в зависимости от толщин огнезащитного и конструктивного слоев. Из этих графиков видно, что увеличение толщины конструктивного слоя не приводит к росту огнестойкости двухслойных армоцементных конструкций по признаку потери несущей способности, а наоборот — к её уменьшению. Это позволяет сделать важный вывод о том, что чем меньше толщина конструктивного слоя двухслойных железобетонных конструкций, тем выше их огнестойкость. Следовательно, разработанные тонкостенные двухслойные армоцементные конструкции являются эффективными и имеют высокую огнестойкость.

Выявлено, что даже небольшие отклонения фактической толщины огнезащитного слоя от проектной могут существенно повлиять на предел огнестойкости двухслойных армоцементных конструкций. Влияние возможных отклонений на предел огнестойкости конструкций возрастает с увеличением проектной толщины вермикулитобетонного слоя. Предложенная технология обеспечивает высокую вероятность соблюдения толщины огнезащитного слоя и тем самым предела огнестойкости двухслойных армоцементных конструкций.

## Выводы

1. Предложенные технологические приемы изготовления двухслойных армоцементных конструкций и составы вермикулитобетона обеспечивают надежную совместную работу бетонных слоев и позволяют получать конструкции высокой огнестойкости.

2. Конечноразностная неявная схема решения задачи теплопроводности и метод прогонки в соедине-



Экспериментальные (сплошные линии) и расчетные (пунктирные линии) кривые изменения температуры на необогреваемой поверхности плит

1 — армоцемент толщиной 20 мм; 2 — армоцемент толщиной 20 мм со слоем вермикулитобетона толщиной 15 мм состава 1:3 ( $\rho = 630 \text{ кг/м}^3$ ); 3 — армоцемент толщиной 20 мм со слоем вермикулитобетона толщиной 20 мм состава 1:3 ( $\rho = 630 \text{ кг/м}^3$ )

нии с методом итераций дают универсальный алгоритм определения температуры по толщине конструкции, не связанный с ограничениями на количество слоев, на малость шагов сетки и не требующий линеаризации основного дифференциального уравнения теплопроводности и граничных условий.

## Библиографический список

1. Хежев Т.А., Панарин С.Н. Формование армоцементных конструкций с огнезащитным слоем из вермикулитобетона вибропротяжным устройством // Технология возведения зданий и сооружений / Межвузовский тематический сб. трудов ЛИСИ — Л., 1984, С. 65 - 74.
2. Хежев Т.А., Панарин С.Н. Тепловая обработка армоцементных конструкций с огнезащитным слоем из вермикулитобетона способом контактного прогрева // Технология изготовления и свойства новых композиционных строительных материалов / Межвузовский тематический сб. трудов ЛИСИ — Л., 1986, С. 58 - 63.
3. Панарин С.Н., Хежев Т.А., Жуков В.В., Соломонов В.В. Пути повышения предела огнестойкости тонкостенных армоцементных конструкций со слоем вермикулитобетона // Промышленное строительство. — М., 1986, С. 44 - 45.
4. Яковлев А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1988. — 142 с.
5. Романенков И.Г., Зигерн-Корн В.Н. Огнестойкость строительных конструкций из эффективных материалов. — М.: Стройиздат, 1984. — 240 с.
6. Калиткин Н.Н. Численные методы. — М.: Наука, 1978. — 512 с.
7. Самарский А. А. Введение в теорию разностных схем. — М.: Наука, 1971. — 552 с.

М.Б.КРАКОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (НПКТБ Оптимизация ЗАО)

### Развитие программы “ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН” для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ по СНиП 2.03.01-84\*, СНиП 52-01-2003 и СП 52-101-2003

В [1] описана программа “ОМ СНиП Железобетон” для расчета железобетонных конструкций по СНиП 2.03.01-84\* [2]. В настоящее время постановлениями Госстроя РФ введены в действие новые документы – СНиП 52-01-2003 [3] и Свод Правил СП 52-101-2003 [4]. В НПКТБ “ОПТИМИЗАЦИЯ” существовавшая ранее версия программы [1] доработана так, что позволяет, кроме расчетов по [2], проводить также расчеты по [3, 4]. Получен сертификат соответствия № РОСС RU.9001.11СП11. Сотни рабочих мест программы установлены в проектных, учебных, научно-исследовательских и экспертных организациях.

В настоящей статье описана новая версия программы, а также приведены результаты сравнения расчетов по [2] и [3, 4], выполненных с использованием программы.

Приведем структуру части программы, предназначенной для расчетов по [3, 4], и перечень решаемых задач с указанием соответствующих пунктов [4].

1. БЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ (проверка прочности, п. 6.1).

2. НОРМАЛЬНЫЕ СЕЧЕНИЯ (проверка прочности и подбор сечений продольной арматуры, пп. 6.2.2 – 6.2.31).

3. НАКЛОННЫЕ СЕЧЕНИЯ (проверка прочности и подбор сечений поперечной арматуры, п. 6.2.32 – 6.2.35).

3.1 Расчет по наклонной полосе (п. 6.2.33).

3.2 Расчет по наклонному сечению (п. 6.2.34).

3.3. Расчет на момент (п. 6.2.35).

4. КОНСТРУКЦИИ ПРИ ДЕЙСТВИИ КРУТЯЩИХ МОМЕНТОВ (пп. 6.2.36 – 6.2.42).

4.1. Расчет прочности элемента между пространственными сечениями на действие крутящего момента и/или на совместное действие изгибающего и крутящего моментов (пп. 6.2.37, 6.2.39).

4.2. Расчет прочности пространственных сечений на действие крутящего момента (п. 6.2.38).

4.3. Расчет прочности пространственных сечений на совместное действие изгибающего и крутящего моментов (п. 6.2.40).

4.4. Расчет прочности элемента между пространственными сечениями на совместное действие крутящего момента и поперечной силы (п. 6.2.41).

4.5. Расчет прочности пространственных сечений на совместное действие крутящего момента и поперечной силы (п. 6.2.42).

5. КОНСТРУКЦИИ ПРИ МЕСТНЫХ НАГРУЗКАХ (пп. 6.2.43 – 6.2.52).

5.1. Расчет на смятие (пп. 6.2.43 – 6.2.45).

5.2. Расчет на продавливание при действии сосредоточенной силы, а также сосредоточенной силы и изгибающего момента, (п. 6.2.46 – 6.2.52).

6. ТРЕЩИНЫ (проверка ширины раскрытия трещин и подбор сечений продольной арматуры, п. 7.2.1 – 7.2.15).

7. ДЕФОРМАЦИИ (проверка деформативности и подбор сечений продольной арматуры, п. 7.3.1 – 7.3.15).

Одно из наиболее принципиальных отличий [3, 4] от [2] состоит в том, что в [3, 4] при расчете бетонных элементов, а также нормальных сечений, трещиностойкости и деформативности железобетонных элементов использована деформационная модель [5]. В [2] для этих целей применялся расчет по предельным усилиям.

Деформационная модель позволяет существенно усовершенствовать расчет железобетонных конструкций. В частности, появляется возможность проверять трещиностойкость и деформативность элементов с сечениями произвольной формы, при расчете трещиностойкости учитывать изгибающие моменты в двух направлениях и др. Значительно усовершенствованы также расчеты железобетонных конструкций при действии крутящих моментов и на продавливание.

Вместе с тем область действия документа [4] не охватывает всех расчетов по [2]. Рассмотрены только конструкции из тяжелых бетонов без предварительного натяжения арматуры, отсутствуют расчеты коротких консолей, закладных деталей, выносивности, не учитывается наличие косвенного армирования, отгибов и пр. Перечисленные вопросы так же, как и многое другое, предполагается отразить в специальных сводах Правил, намеченных к выпуску в последующие годы.

Пока же представляется целесообразным использовать расчеты как по [2] так и по [3, 4]. Такую возможность дает программа “ОМ СНиП Железобетон”.

Опишем особенности расчетов по [3, 4] и сравним результаты с получаемыми по [2].

При расчетах по [3, 4] в разделах “Бетонные элементы”, “Нормальные сечения”, “Трещины”, “Деформации” рассматриваются элементы восьми стандартных сечений – прямоугольного, двутаврового, таврового с растянутой или сжатой полкой, коробчатого, крестового, круглого и кольцевого. Кроме того, предусмотрен

расчет элементов произвольного сечения. В этом случае сечение аппроксимируют набором из прямоугольников и прямоугольных треугольников.

Для иллюстрации особенностей расчета нормальных сечений рассмотрим Пример 4 из [6]. Размеры сечения 300·800 мм, бетон тяжелый класса В15, арматура класса А-III. Изгибающие моменты с учетом и без учета крановой нагрузки соответственно равны 780 кНм и 670 кНм. Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

При расчете по [2, 6] получено, что в сжатой и растянутой зонах требуется соответственно 3Ø18 ( $A'_s = 763 \text{ мм}^2$ ) и 5Ø32 ( $A_s = 4021 \text{ мм}^2$ ). Суммарная площадь арматуры составляет  $A'_s + A_s = 4784 \text{ мм}^2$ . При расчете по [4] эти же параметры соответственно равны 5Ø28 ( $A'_s = 3079 \text{ мм}^2$ ), 3Ø36 ( $A_s = 3054 \text{ мм}^2$ ),  $A'_s + A_s = 6133 \text{ мм}^2$ . Таким образом, при расчете по [3, 4], по сравнению с расчетом по [2, 6], площадь сечения сжатой арматуры увеличивается в 4.03 раза, площадь сечения растянутой арматуры уменьшается в 1.32 раза, а общая площадь сечения арматуры увеличивается в 1.28 раза. Кроме того, бетон мало участвует в работе сечения, а момент воспринимается в основном растянутой и сжатой арматурой ( $A'_s \approx A_s$ ).

Чтобы объяснить физическую картину происходящего, рассмотрим рисунок. Здесь обозначено:

$F'_{s1}, F_s, F_{b1}, z_1$  - усилия в сжатой и растянутой арматуре, бетоне, плечо внутренней пары при расчете по [2, 6];

$F'_{s2}, F_{s2}, F_{b2}, z_2$  - то же, при расчете по [3, 4];

$R_b$  - расчетное сопротивление бетона.

При расчете по [2, 6] эпюра напряжений в сжатой зоне бетона прямоугольная (а). При расчете по [3, 4] эта эпюра зависит от диаграммы "напряжения - деформации" (см., например, рис. 5.1 в [4]). При двухлинейной диаграмме она близка к треугольной (б). Поскольку крайние напряжения  $R_b$  в обоих случаях одинаковы, площадь эпюры при расчете по [3, 4] оказывается меньше, чем при расчете по [2, 6], и потому  $F_{b2} < F_{b1}$ . Вследствие этого для восприятия сжимающих усилий площадь сечения сжатой арматуры при расчете по [3, 4] увеличивается ( $F'_{s2} > F'_{s1}$ ), плечо внутренней пары также увеличивается ( $z_2 > z_1$ ), и, как результат, площадь сечения растянутой арматуры уменьшается ( $F_{s2} < F_{s1}$ ). Приведенная физическая картина полностью соответствует результатам расчета.

Как видно из анализа, в расчетной схеме [3, 4] усилие, воспринимаемое бетоном, оказывается меньше аналогичного усилия в [2, 6]. Это должно быть компенсировано возрастанием площади сечения арматуры. Поэтому в подавляющем большинстве случаев площадь сечения арматуры при расчетах по [3, 4] оказывается больше (иногда значительно больше), чем при расчетах по [2, 6].

Кроме перечисленных причин, на увеличение арматуры при расчетах по [3, 4] влияет еще два обстоятельства. Сравнение п. 5.16 [2] и п. 8.3.4 [4] показывает, что в [4] минимальный процент армирования, принимаемый по конструктивным соображениям, увеличен вдвое по сравнению с [2] (с 0.05% до 0.1%). Из таблиц

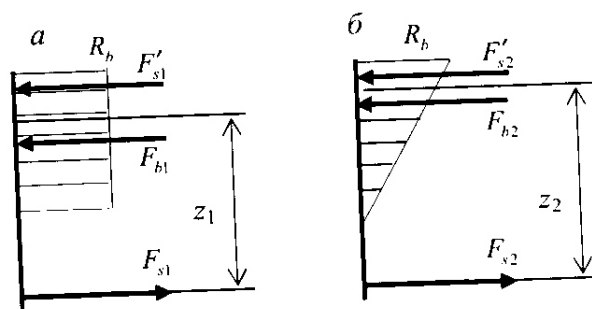


Схема усилий в сечении примера 4 [6] при расчете: а - по [2, 6], б - по [3, 4]

22\* [2] и 5.8 [4] видно, что расчетное сопротивление арматуры в [4] несколько меньше, чем в [2].

Рассмотрим расчет по наклонным сечениям. Проверку прочности по наклонной полосе в [2] выполняют по формуле (72):

$$Q \leq 0.3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (72)$$

а в [4] по формуле (6.65):

$$Q \leq 0.3 R_b b h_0. \quad (6.65)$$

Как видно, в формуле (72), по сравнению с (6.65), присутствуют дополнительные коэффициенты  $\varphi_{w1}$ ,  $\varphi_{b1}$ . Коэффициент  $\varphi_{w1}$  учитывает влияние хомутов и имеет значения  $1 \leq \varphi_{w1} \leq 1.3$ . Коэффициент  $\varphi_{b1}$  учитывает вид и класс бетона. Для тяжелых бетонов классов от В15 до В30 при  $\gamma_{b2} = 0.9$  значение коэффициента  $0.85 \leq \varphi_{b1} \leq 0.92$ . Таким образом, формула (6.65) не учитывает наличия хомутов и во многих случаях дает более низкое значение несущей способности, чем формула (72).

Рассмотрим пример 13 [6]. Несущая способность, определяемая правыми частями формул (72) и (6.65), соответственно равна 67.8 и 57.0 кН, т.е., по сравнению с расчетом по [2, 6], несущая способность при расчете по [3, 4] оказывается в 1.19 раз меньше. При действующей поперечной силе  $Q = 58.2 \text{ кН}$  требования СНиП, определяемые формулой (72), оказываются выполненными, а требования СП, определяемые формулой (6.65), не выполненными.

Расчет по наклонной трещине в [2] выполняют по формулам (75), (76), (82):

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{inc}; \quad (75)$$

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c}; \quad (76)$$

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0, \quad (82) \quad Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw,1}, \quad (6.70)$$

а в [4] по формулам (6.66), (6.67), (6.68):

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} \quad (6.66) \quad Q_{b1} = 0.5R_{bt}bh_0 \quad (6.71)$$

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}R_{bt}bh_0^2}{c} \quad (6.67) \quad Q_{sw,1} = q_{sw}h_0 \quad (6.72)$$

$$Q_{sw} = \varphi_{sw}q_{sw}c \quad (6.68)$$

В формуле (6.66), по сравнению с формулой (75), в правой части отсутствует слагаемое  $Q_{inc}$ . Таким образом, расчет по наклонной трещине в [4] не позволяет учесть наличие отгибов.

В формуле (6.67), по сравнению с формулой (76), в правой части отсутствует множитель  $(1 + \varphi_f + \varphi_n)$ . Таким образом, расчет по наклонной трещине в [4] не учитывает действия продольной силы (коэффициент  $\varphi_n$ ) и наличия полков (коэффициент  $\varphi_f$ ).

Коэффициент  $\varphi_n$  может быть положительным или отрицательным при действии соответственно сжимающей или растягивающей продольной силы. Отсутствие его в расчете по [4] может привести как к снижению, так и к повышению несущей способности по сравнению с расчетом по [2]. Коэффициент  $\varphi_f$  не отрицателен. Поэтому его отсутствие в расчете по [4] ведет к понижению несущей способности, по сравнению с расчетом по [2], или оставляет ее неизменной.

Расчет по наклонной трещине в [2] требует определения длин проекций наиболее опасного наклонного сечения  $c$  и наиболее опасной наклонной трещины  $c_0$ -формулы (76), (82). В [4] требуется определять только длину проекции наиболее опасного наклонного сечения  $c$  – формулы (6.67), (6.68).

Как правило, отмеченные отличия приводят к существенному увеличению требуемой поперечной арматуры в расчетах по [4], по сравнению с расчетами по [2]. Рассмотрим пример 14 в [6]. Требуется подобрать поперечную арматуру у опоры и в пролете свободно опертой балки. Размеры поперечного сечения 200·400 мм,  $h_0 = 370$  мм, пролет 5.5 м, бетон тяжелый класса В15. На балку действует равномерно распределенная нагрузка 50 кН/м.

В расчете по [2] получено, что интенсивности хомутов на участках у опоры и в пролете равны соответственно 76 Н/мм и 47 Н/мм, расстояние от грани опоры до границы между участками равно 1050 мм. В расчете по [4] те же величины соответственно равны 138 Н/мм, 100 Н/мм и 1500 мм, т.е. на участках у опоры и в пролете интенсивность хомутов, по сравнению с расчетом по [2], увеличилась соответственно в 1.82 и 2.13 раза.

Отметим еще одну особенность расчета по наклонной трещине в [4]. В п. 6.2.34 [4] указано, что допускается оценивать прочность из условия (6.70) без поиска длины проекции наиболее опасного наклонного сечения  $c$ :

где  $Q_1$  – поперечная сила в нормальном сечении от внешней нагрузки;

При расположении нормального сечения вблизи опоры на расстоянии  $a$  величину  $Q_{b1}$ , получаемую по

формуле (6.71), умножают на коэффициент  $\frac{2.5}{\alpha/h_0}$ , но принимают значение  $Q_{b1}$  не более  $2.5R_{bt}bh_0$ . В этом же случае значение  $Q_{sw,1}$ , получаемое по формуле (6.72), умножают на коэффициент  $\alpha/h_0$ , и в результате  $Q_{sw,1} = q_{sw}a$ .

При малом значении  $a$  величина  $Q_{sw,1}$  близка к нулю, т.е. поперечная арматура в работе не участвует. Вместе с тем максимальная поперечная сила  $Q_{b1}$ , воспринимаемая бетоном, равна  $2.5R_{bt}bh_0$ , т.е. максимальной величине поперечной силы, воспринимаемой бетоном без поперечной арматуры – см. формулу (71) [6].

Таким образом, при расчете по наклонной трещине в соответствии с указанными рекомендациями дополнительная поперечная арматура не увеличивает несущую способность элемента вблизи опоры. Увеличить несущую способность можно только, увеличивая размеры сечения и/или прочность бетона. Во многих случаях это невозможно. В расчете по [2] увеличение поперечной арматуры вблизи опоры повышает несущую способность элемента. То же самое происходит и в расчете по [4] при определении длины проекции наиболее опасного наклонного сечения  $c$ . В связи с этим в программе реализован расчет по [4] с поиском длины проекции наиболее опасного наклонного сечения  $c$ .

В расчете на кручение с изгибом в [2, 6] рассмотрены сечения прямоугольное, двутавровое, тавровое с растянутой полкой, кольцевое и Г-образное. В [4] рассмотрено только прямоугольное сечение, но расчет принципиально отличается от [2, 6]. Вместе с тем методики расчета прямоугольного сечения в [2] и [6] также различны: в [2] рассмотрены три схемы расположения сжатой зоны пространственного сечения, в [6] – две схемы. В части программы, относящейся к СНиП 2.03.01-84\*, реализован расчет прямоугольного сечения по [2].

Рассмотрим пример 46 [6] расчета прямоугольного сечения на кручение с изгибом. В расчете по [6] требования СНиП выполнены, а в расчете по [2] не выполнены: при проверке условия (92) [2] для третьей схемы расположения сжатой зоны воспринимаемый крутящий момент 25 кНм оказывается меньше действующего, равного 84 кНм. Расчет того же сечения по [4] показывает, что требования СП не выполнены: при проверке прочности пространственного сечения на совместное действие крутящего момента и поперечной силы: вос-

принимаемый крутящий момент 13 кНм оказывается меньше действующего 84 кНм. Отношения действующего крутящего момента к воспринимаемому в [2] и [4] равны соответственно  $84/25 = 3.36$  и  $84/13 = 6.46$ . Таким образом, расчет по [4] оказывается более надежным, чем по [2].

В [4], по сравнению с [2], принципиально изменен расчет на продавливание. Условие прочности в [2] определяется формулой (107):

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0, \quad (107)$$

а в [4] – формулой (6.108)

$$\begin{aligned} & F_{b,ult} + F_{sw,ult} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \\ & + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1 \end{aligned} \quad (6.108)$$

Как видно, в (6.108), по сравнению с (107), кроме продавливающей силы  $F$ , учитываются также изгибающие моменты  $M_x$  и  $M_y$ . Это приводит к увеличению требуемой поперечной арматуры в расчете по [4], по сравнению с расчетом по [2].

Ширину раскрытия нормальных трещин в [2] определяют по формуле (144):

$$\alpha_{crc} = \delta \varphi_1 \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3.5 - 100\mu)^{\sqrt[3]{d}}, \quad (144)$$

а в [4] по формуле (7.13):

$$\alpha_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s, \quad (7.13)$$

где  $\delta, \varphi_1, \eta, \varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$  – коэффициенты, учитывающие продолжительность действия нагрузки, профиль продольной арматуры, характер нагружения. Напряжения в продольной арматуре  $\sigma_s$  в формуле (144) определяют расчетом по предельным усилиям, а в формуле (7.13) – расчетом по деформационной модели.

Сравнительные расчеты показывают, что ширина раскрытия трещин, получаемая по формуле (7.13), оказывается, как правило, больше, чем по формуле (144). Рассмотрим пример 56 [6], в котором требуется проверить ширину раскрытия трещин в железобетонной плите покрытия. Ширина раскрытия трещин от длительной нагрузки, определенная по формулам (144) и (7.13), оказалась соответственно равной 0.17 мм и 0.40 мм, т.е. в расчете по [4] ширина раскрытия трещин в 2.3 раза больше, чем в расчете по [2].

Методики определения деформаций в [2] и [4], в общем, одинаковы. По-разному определяются моменты трещинообразования и величины жесткостей сече-

ний, причем в [4], как указывалось, используется деформационная модель. В результате, как правило, в расчетах по [4] прогиб оказывается больше, чем в расчетах по [2].

Рассмотрим пример 57 [6], где определяется прогиб железобетонной плиты перекрытия. В расчете по [2] этот прогиб оказался равным 10.6 мм, а в расчете по [4] равным 13.3 мм, т.е. в 1.25 раза больше.

## Выводы

1. Программа "ОМ СНиП Железобетон" позволяет проводить расчеты железобетонных конструкций как по СНиП 2.03.01-84\* [2], так и по СП 52-101-2003 [4] и может быть использована при проектировании железобетонных конструкций и в учебных целях.

2. В большинстве случаев расчет по [4] оказывается более надежным, чем по [2], и требует постановки большего количества арматуры.

## Библиографический список

1. Краковский М.Б. Программа "ОМ СНиП Железобетон" для расчета железобетонных конструкций на ЭВМ // Бетон и железобетон. – 2001. – № 2. – с. 9-12.
2. СНиП 2.03.01-84\* Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М., 1989, с.77.
3. СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М., 2004, с. 23.
4. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М., 2004, с. 53.
5. Залесов А.С., Мухамедиев Т. А., Чистяков Е.А. Расчет прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам // Бетон и железобетон. – 2002. – № 2. – с. 21-25.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИП-ромзданий, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1986, с. 192.

*За дополнительной информацией, демонстрационной версией и по вопросам приобретения программы "ОМ СНиП ЖЕЛЕЗОБЕТОН" просьба обращаться в НПКБ ОПТИМИЗАЦИЯ ЗАО по адресу: 117292 Москва, ул. Профсоюзная 8-2-150, тел., факс (095) 124-2425, e-mail: krakov@dataforce.net.*

Б.В.ГУСЕВ, чл.-корр. РАН, д-р техн. наук, проф. (Москва, МГУПС); А.С.ФАЙВУСОВИЧ, д-р техн. наук, проф., В.А.РЯЗАНОВА, канд. техн. наук, доц. (Луганск, ЛНАУ)

## Развитие фронта коррозии бетона в агрессивных средах

В последние годы были существенно уточнены существующие и предложены новые классы математических моделей процессов коррозии бетона в различных агрессивных средах [1-3]. Таким образом, создана теоретическая основа для совершенствования ранее разработанных и создания новых методик исследований. Указанное позволяет более глубоко проанализировать результаты ранее выполненных экспериментов.

До последнего времени теоретически и экспериментально исследовался главным образом случай коррозии бетонов в жидких агрессивных средах полностью насыщенных жидкостью бетонов. Было установлено, что в этом случае образуется линейный подвижный фронт коррозии, на котором соблюдается условие:

$$E_{\Pi} D_1 \frac{\partial c_1}{\partial x} \mu_1 - E_{\Pi} D_2 \frac{\partial c_2}{\partial x} = -m_0 \mu \frac{\partial \eta}{\partial t}; \quad (1)$$

$$E_{\Pi} = E_{\Pi} + m_0 \gamma_0$$

где  $E_{\Pi}$ ,  $E_{\Pi}$  - начальное и конечное значение величины пористости;  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  - коэффициенты диффузии и концентрации агрессивного и нейтрализуемого веществ в растворе;  $m_0$ ,  $\gamma$  - концентрация и объемный вес растворимого компонента цементного камня в твердой фазе;  $\mu$ ,  $\mu_1$  - стехиометрические коэффициенты;  $\eta$  - координата подвижного фронта коррозии;  $x$  - координата;  $t$  - время.

Из условия (1) следует, что разность плотностей потоков масс, соответствующих растворам веществ  $C_1$ ,  $C_2$ , равна приращению количества растворяющегося компонента  $m_0$  при перемещении фронта  $x = \eta(t)$  на  $d\eta$  за время  $dt$ .

Известное решение на основе гипотезы Тааманна получено из (1) при условии  $C_2 = 0$  [8]. Более строгое решение с учетом граничного условия (1) приведено в [1]. В ряде случаев при  $C_1 > 0,01$  г/л влиянием  $C_2$  можно пренебречь, тогда

$$\eta(t) = \sqrt{\frac{2DC_1 E_{\Pi}}{m_0 \mu} t}. \quad (2)$$

В отличие от приведенной в [8] формула (2) учитывает величину пористости, т.е. в конечном счете вид напряженного состояния, причем величина коэффициента диффузии соответственно равна  $DE_{\Pi}$ . Если в гра-

ничном условии (1) положить  $C_1 = 0$ , то получим случай обычного выщелачивания. Формально получается, что фронт выщелачивания остается линейным, а в формуле (2) следует принять вместо  $C_1$  величину  $(C_{20} - C_2)$ , где  $C_{20}$  - растворимость гидроксида кальция. Однако анализ имеющихся экспериментальных данных показывает, что в случае обычного выщелачивания, а также обычного или кислотного выщелачивания при фильтрации зависимость (2) становится неприменимой [6-7]. Математические модели, раскрывающие механизм образования и развития фронта коррозии для указанных случаев, рассмотрены в [2, 3].

Принципиальное отличие разработанных моделей заключается в том, что в них в явной форме учитываются структурные характеристики порового пространства бетона, по внутренней поверхности которого происходит процесс коррозии. Бетон рассматривается в качестве капиллярнопористой среды. Она включает в общем случае сквозные капилляры и поры, через которые возможен диффузионный массоперенос и/или фильтрация. Используя экспериментально определяемые величины пористости, фильтрации и капиллярного впитывания, можно определить размеры структурного элемента радиуса  $L$ , имеющего непроницаемую внешнюю границу, и эквивалентный радиус  $r_0$  поры или капилляра в центре, по которым осуществляется перенос раствора  $C_1$ . В этом случае процесс коррозии, протекающий в структурном элементе, в среднем совпадает с процессом во всем объеме бетона (рис. 1).

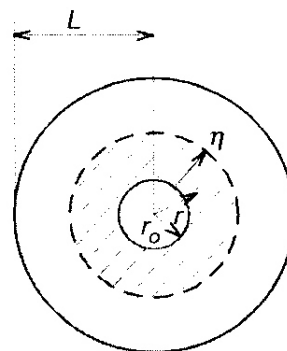


Рис. 1. Схема процессов коррозии бетона вокруг капилляра



При этом вокруг поры или капилляра образуется цилиндрический фронт коррозии. Зависимость (1) оспаривается справедливой и при замене линейной координаты  $x$  на радиальную  $r$ . При ряде уместных упрощений была получена зависимость для определения координаты подвижного фронта коррозии [2, 3]:

$$\eta^2 \ln(\eta/r_0) - 0,5(\eta^2 - r_0^2) = \frac{2E_{\Pi}DC_1t}{m_0\mu} \quad (3)$$

Приближенное решение (3) имеет вид [2]:

$$\eta(t) = (Rt + r_0^2)^{1/2}; \quad R = 2DC_1E_{\Pi} / m_0\mu \quad (4)$$

С учетом (1, 4) было получено [2, 3]:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{Rm_0\mu}{Rt + r_0^2} \quad (5)$$

Соответственно для концентраций или количества накопленных продуктов коррозии в единице объема зависимость имеет вид:

$$Q(t) = \mu_k V m_0 \left[ \ln \left( \frac{R}{r_0^2} t + 1 \right) \right] \quad (6)$$

Укажем, что зависимости (5, 6) целесообразно использовать для качественного анализа. Строгое решение учитывает, в отличие от (6), дополнительно влияние толщины слоя, т.е. в него входят множители, зависящие от  $x$  [1-3].

Изложенные подходы могут быть также эффективно использованы для анализа результатов, получаемых при испытаниях бетонов по ГОСТ 9114-91 и ISO 6961-82. Частично результаты обработки экспериментальных данных по длительному выщелачиванию отвержденных радиоактивных отходов приведены в [2, 3]. Рассмотрим особенности протекания физических и химических процессов при длительном выщелачивании образцов бетона в модельной "морской" воде. При погружении образца естественной влажности в солевой раствор имеет место следующая последовательность процессов:

капиллярное всасывание и заполнение капилляров соевым раствором, адсорбция ионов солей на внутренней поверхности порового пространства;

диффузионный массоперенос в поровое пространство бетона с учетом фильтрационного переноса за счет капиллярного всасывания;

образование вокруг капилляров цилиндрического фронта химического превращения.

Процесс капиллярного всасывания описывается эмпирической зависимостью [2]:

$$Q(t) = k_e \sqrt{t}, \quad (7)$$

где  $k_e$  – эмпирический коэффициент, зависящий от размеров и формы образца, структуры порового пространства бетона.

В процессе капиллярного всасывания ионы растворенных веществ частично адсорбируются на внутренней поверхности порового пространства бетона. Поэтому после окончания влагонасыщения некоторое время продолжается процесс диффузионного массопереноса, который описывается зависимостью:

$$Q = \pi r_0^2 l C_0 \left\{ 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=0}^{\infty} e^{-\frac{(2n+1)^2 2\pi^2 D t}{4l^2}} \frac{1}{(2n+1)} \right\}, \quad (8)$$

где  $r_0$  – радиус капилляра;  $l$  – длина капилляра.

Собственно процесс коррозии на внутренней поверхности порового пространства описывается зависимостями (3, 5, 6).

Строгое решение в координатах  $x, r$  содержит в качестве слагаемого зависимость (6), что позволяет ее использовать для качественного анализа экспериментальных данных.

Рассмотрим особенности процессов поглощения ионов  $SO_4^{2-}$  при диффузионном и фильтрационном массопереносе через образцы из цементных материалов малой толщины [6]. В качестве агрессивной жидкости в экспериментах использовался 5%-ный раствор сульфата натрия.

Для проверки справедливости зависимостей (5) и (6) графики, приведенные в [6], построены в координатах  $\ln t$  и  $1/t$ . Они показаны на рис. 2. Кривые 1, 3, 4 соответствуют случаю чисто диффузионного массопереноса, 4' – фильтрационного при избыточном давлении. Характеристика составов: 1-1:0 (В/Ц=0,33); 3-1:2 (В/Ц=0,4); 4 – растворная часть бетона.

Из (5), (6), а также построенных графиков следует, что при прочих равных условиях они отличаются только постоянным множителем, характеризующим определенную величину концентрации раствора в капилляре. Вполне очевидно также, что чем выше скорость переноса раствора, тем ближе к линейной зависимости располагаются экспериментальные значения. В данном случае относительно небольшие отклонения от прямой (рис. 2, кривые 1, 3) имеют место лишь при чисто диффузионном влагонепереносе.

Полученная логарифмическая зависимость (рис. 3) для определения количества накопленных продуктов коррозии является также справедливой и в случае фильтрации солевых растворов, поскольку описывается однотипной системой уравнений.

Аналогичные данные получены при обработке результатов экспериментальных исследований процессов выщелачивания радионуклидов  $Cs-137$  из компаудов на основе щелочного вяжущего и портландцемента [2].

Дополнительно рассмотрим результаты подобных

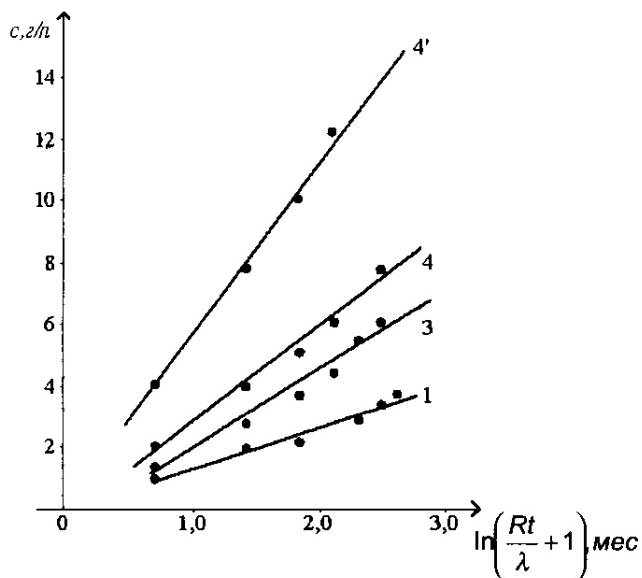


Рис. 2. Зависимость накопленных продуктов коррозии от продолжительности процесса

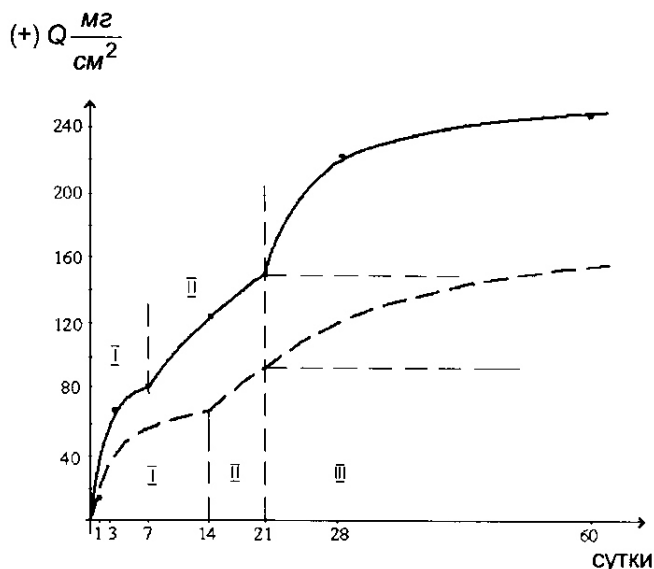


Рис. 4. Зависимость количества поглощенных бетоном веществ в пересчете на CaO от продолжительности процесса

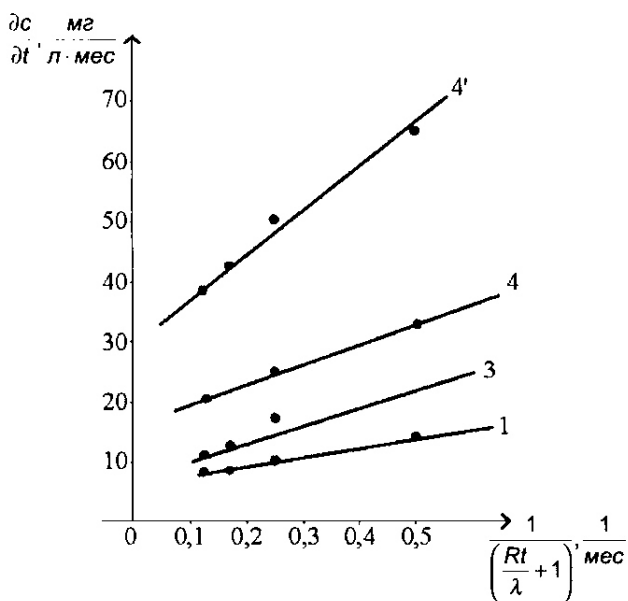


Рис. 3. Зависимость скорости накопления продуктов коррозии от продолжительности процесса

испытаний образцов бетона в модельной "морской" воде [7]. Для удобства анализа они представлены в интегральной форме. На рис. 2, 3  $\lambda = r_0^2$ .

Рассмотрим особенности процессов выщелачивания образцов в "морской" воде без предварительного их водонасыщения.

На рис. 4 представлены интегральные зависимости поглощения (приращения) массы сульфат- и хлорид ионов в пересчете на CaO.

На рис. 3 четко выделяются участки капиллярного всасывания и диффузионного массопереноса, которые достаточно точно описываются приведенными выше зависимостями (6-8). Соответственно процессы коррозии, описываемые логарифмической зависимостью, легко устанавливаются (зона III) на основе количественного анализа.

Удобство демонстрации результатов экспериментов в интегральной форме определяется прежде всего возможностью четкого представления зарождения и продвижения фронта коррозии во времени. Особого внимания заслуживают специально выполненные исследования процессов коррозии в растворах различной концентрации соляной и серной кислот.

В основу методики обработки экспериментальных данных положена зависимость (2). Дополнительно учтем, что количество связанного в процессе химической реакции в заданный интервал времени CaO представлено величиной  $\Delta Q$ , мг/см<sup>2</sup>. Нетрудно показать, что величина

$$\Delta Q = \frac{\gamma V(t)}{S} = \gamma x(t), \quad (9)$$

где  $\gamma$  – объемный вес;  $V(t)$  – объем образца бетона, в котором произошло кислотное выщелачивание;  $S$  – площадь поверхности образца;  $x(t)$  – глубина нейтрализованного слоя по глубине.

На основании закона действующих масс можно установить зависимость между количеством связанной

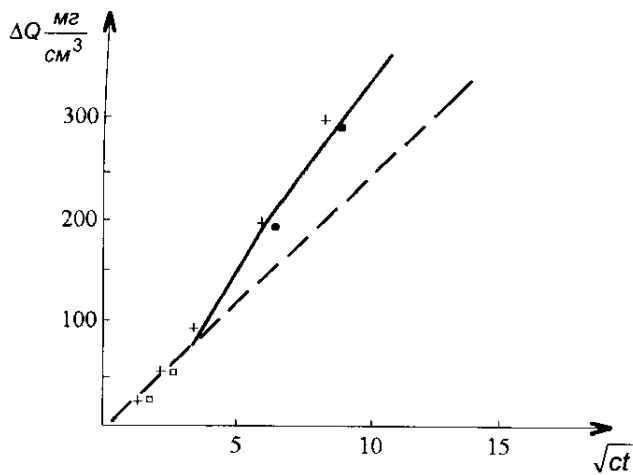


Рис. 5. Зависимость количества связанных ионов кальция от количества раствора соляной кислоты

• -  $C=3,65 \frac{\text{мг}}{\text{см}^3}$ , + -  $C=0,365 \frac{\text{мг}}{\text{см}^3}$ , □ -  $C=0,0365 \frac{\text{мг}}{\text{см}^3}$ ,  $t$  - сут.

— — - зависимость для линейного фронта (2)

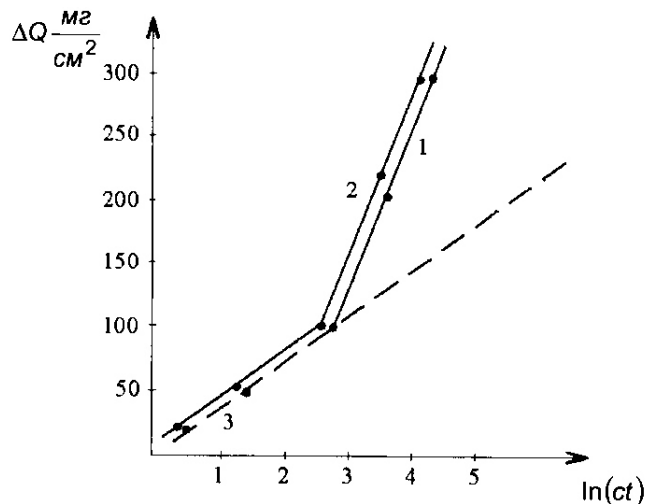


Рис. 6. Зависимость количества связанных ионов кальция (CaO) от количества раствора HCl

окси кальция и раствором кислоты заданной концентрации. Таким образом, по сути, разыскивается зависимость между  $x(t)$  и величиной  $ct$ , полагая, что остальные параметры зависимостей (2) являются в данных условиях постоянными.

Результаты обработки экспериментальных данных [4, 5] показаны на рис. 5-8. Для наглядности они представлены в форме  $(ct)^{1/2}$  и  $\ln(ct)$ . Из результатов обработки экспериментальных данных следует, что зависи-

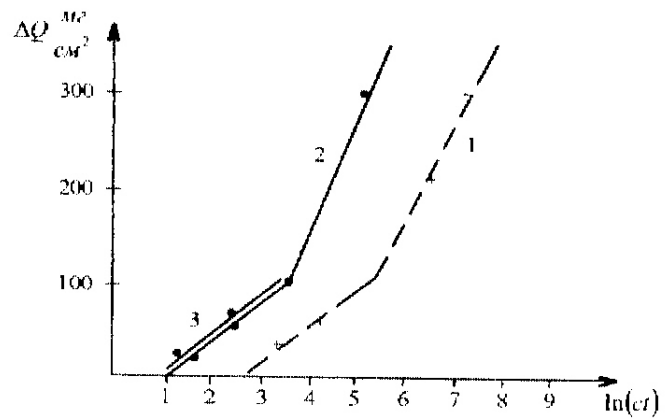


Рис. 7. Зависимость количества связанных ионов кальция (CaO) от количества раствора серной кислоты

1 -  $C_1=9,800 \frac{\text{мг}}{\text{см}^3}$ , 2 -  $C_2=0,980 \frac{\text{мг}}{\text{см}^3}$ , 3 -  $C_3=0,098 \frac{\text{мг}}{\text{см}^3}$ ,  $t$  - сут

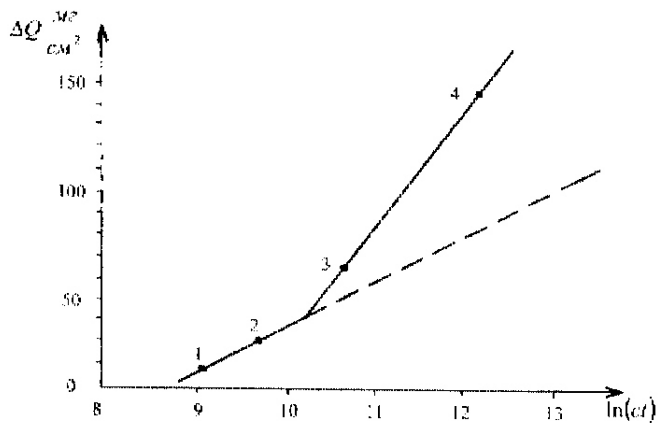


Рис. 8. Зависимость количества связанных ионов кальция (в пересчете на CaO) от количества угольной кислоты

1 -  $C_1=0,050 \frac{\text{мг}}{\text{см}^3}$ , 2 -  $C_2=0,100 \frac{\text{мг}}{\text{см}^3}$ , 3 -  $C_3=0,300 \frac{\text{мг}}{\text{см}^3}$ ,

4 -  $C_4=1,200 \frac{\text{мг}}{\text{см}^3}$ ;

мость  $(ct)^{1/2}$  справедлива только на начальной стадии процесса.

Из сравнения зависимостей, показанных на рис. 5-7, следует, что отклонение от теоретической зависимости (2) начинается при одинаковых значениях  $\Delta Q$ . Причем суммарные значения определяются суммой двух процессов, описываемых зависимостями (2) и (6).

Для случая сульфатной коррозии процесс осложняется тем, что при определенных концентрациях про-

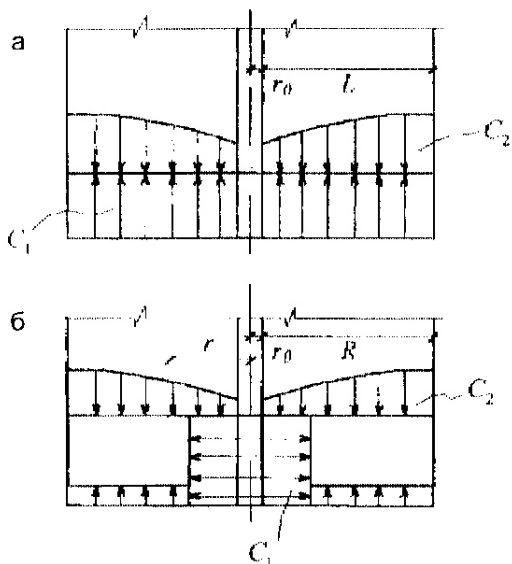


Рис. 9. Схемы процесса коррозии в структурном элементе  
а – линейный фронт коррозии; б – цилиндрический фронт коррозии

исходит кристаллизация продуктов коррозии. На рис. 7 показаны зависимости процессов коррозии для различных концентраций серной кислоты. Для  $C_2=0,01$ н и  $C_3=0,001$ н кривые совпадают, а для  $C_1=0,1$ н они значительно выше. Поскольку закон действующих масс не может быть нарушен, то зависимость 1 должна быть скорректирована с учетом коэффициента пористости. Причем фиктивная разность количества веществ на кривых 1 и 2,3 характеризует уменьшение пористости за счет процессов кристаллизации.

Зависимости, показанные на рис. 4–7, могут трактоваться следующим образом. Вначале происходит нейтрализация раствора гидроксида кальция в сквозных капиллярах, куда он попадает в процессе растворения и массопереноса. Затем, когда основная часть его нейтрализована, раствор кислоты поступает в радиально расположенные, в том числе тупиковые капилляры, вокруг которых происходит образование и развитие цилиндрического фронта коррозии.

Схема процесса коррозии может быть установлена на основании граничных условий (1) на подвижной границе для линейного и цилиндрических фронтов. Условие образования цилиндрического фронта записывается в виде:

$$D_1 \frac{\partial C_1}{\partial x} + V_0 C_1 > \frac{2}{r_0} D_2 \frac{\partial C_2}{\partial r} \quad (10)$$

Оно означает, что плотность потока агрессивного вещества больше плотности потока растворимого компонента в радиальном направлении.

В случае  $V_0=0$  и условиях:

$$D_1 \frac{\partial^2 C_1}{\partial x^2} > D_2 \frac{\partial C_2}{\partial r} \quad \text{и} \quad \frac{\partial C_2}{\partial x} < \frac{2}{r_0} \frac{\partial C_2}{\partial r} \quad (11)$$

образуется линейный фронт.

В случае

$$D_1 \frac{\partial C_1}{\partial x} > D_2 \frac{\partial C_2}{\partial x} > \frac{2}{r_0} D_2 \frac{\partial C_2}{\partial r} \quad (12)$$

также образуется цилиндрический фронт.

Физический смысл условий (10–12) заключается в том, что после нейтрализации значительного количества гидроксида кальция раствор агрессивного вещества заполняет не только участки сквозных пор, но и радиальные (тупиковые), вокруг которых также образуется цилиндрический фронт химического превращения.

Из вышеизложенного следует, что в зависимости от особенностей процессов коррозии могут реализовываться две принципиальные схемы с образованием линейного или цилиндрического фронта коррозии (рис. 9). Причем при определенных условиях происходит их взаимодействие с интенсификацией процесса коррозии.

### Библиографический список

1. Гусев Б.В., Файвусович А.С., Степанова В.Ф., Розенталь Н.К. Математическая модель процессов коррозии в жидких средах. //Изв. вузов. "Строительство" №4-5, 1998. – С. 56-60.
2. Гусев Б.В., Файвусович А.С. Новые классы моделей процессов коррозии бетона. //The fifth International scientific forum. AIMS for future of Engineering science. Maj 2-8, 2004 – Paris. France. AFES 2004. – с. 169-181.
3. Файвусович А.С., Рязанова В.А., Бурцев Г.Г., Хохленко Т.А. Физико-математическое моделирование процессов коррозии III вида с учетом влагопереноса. //Сб. Современные проблемы строительства. – Донецк: ООО "Лебедь", 2002. – С. 208-218.
4. Любарская Г.В., Рубецкая Т.В. Влияние концентрации агрессивных веществ на скорость процессов коррозии бетона II вида. //Сб. Исследования в области защиты бетона и железобетона от коррозии в агрессивных средах. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1984. – с. 23-26.
5. Любарская Г.В., Рубецкая Т.В. Скорость коррозии II вида цементного камня, раствора и бетона. // Сб. Исследования в области защиты бетона и железобетона от коррозии в агрессивных средах. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1984. – с. 19-22.
6. Саввина Ю.А., Гамхарашвили Т.А. Проницаемость цементных материалов для сульфатных растворов при малом гидростатическом давлении. //Сб. Исследования стойкости железобетона в агрессивных средах. НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1980. – с. 28-34.
7. Шейнич Л.А. Специальные бетоны и композиционные материалы. //Будівельні конструкції: Сучасні проблеми бетону та його технологій, вип.56 НДІБК Київ., 2002. – с. 367-377.
8. Алексеев С.Н., Розенталь Н.К. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде. – М: Стройиздат, 1976. – с. 205.



## ОТКРЫТОЕ АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО «КУЗНЕЦКИЕ ФЕРРОСПЛАВЫ»

Почтовый адрес: Российская Федерация, Кемеровская область,  
654034, г. Новокузнецк, ул. Обнорского, 170

Телефон (3843) 398 127/398 445   Телефакс (3843) 373 918   Телекс 277145 KVAR RU  
ОКПО 00186476   ОГРН 1024201825174   ИНН/КПП 4216001565/421601001

### Строить в соответствии с мировыми стандартами

*В статье использованы данные отчета Алтайского государственного технического университета «Разработка технологий производства строительных материалов с использованием уплотненного микрокремнезема»)*

В 2002 г. ОАО «Кузнецкие ферросплавы» освоило производство нового, перспективного вида продукции для строительной индустрии – микрокремнезема (МК), представляющего собой продукт ферросплавного производства.

Широкое применение МК нашел в мировой строительной индустрии, а именно - для получения бетонов нового поколения со специальными свойствами. Микрокремнезем является незаменимой добавкой для получения сверхвысокопрочных и высокопрочных бетонов, прочность на сжатие которых составляет 80-100 МПа, а также до 240 МПа при автоклавной обработке; бетонов повышенной долговечности, которая предполагает стойкость к сульфатной и хлоридной агрессии, воздействию слабых кислот, морской воде, низким и высоким температурам. Добавка МК повышает водонепроницаемость бетонов на 25-50%, сульфатостойкость на 90-100%. Добавка 6% МК обеспечивает получение бетона марки по морозостойкости F300 при ВЦ=0,45. Так, при расходе цемента и МК соответственно 594 и 100 кг/м<sup>3</sup> получают бетон с высокой ранней прочностью: 1 сут - 63 МПа, 28 сут - 124 МПа, 1 год - 127 МПа. Кроме того, при использовании МК появляется возможность экономить до 50% цемента в бетонах без потери их технологических свойств.

Весьма мелкий гранулометрический состав и значительная удельная поверхность зерен аморфного кремнезема обуславливают высокие пуццолановые свойства и позитивное влияние МК на свойства бетона. Кремнезем в таком виде легко вступает в реакцию с гидроокисью кальция, высвобождаяемой в процессе гидратации цемента, повышая тем самым количество гидратированных силикатов типа CSH. Эта вновь образовавшаяся фаза CSH характеризуется меньшим отношением C/S (даже до 1,4), чем CSH, возникающая в результате гидратации цемента. Как следствие, она обладает способностью присоединять другие ионы, особенно щелочи, что имеет существенное значение в связи с применением МК для уменьшения расширения, вызванного реакциями между щелочами и заполнителем.

Известно, что прочность переходной зоны между цементным раствором и крупным заполнителем меньше прочности самого раствора. Эта зона содержит больше пустых пространств, образующихся вследствие скопления свободной воды около зерен заполнителя, а также сложностей, связанных с более плотной упаковкой частиц у его поверхности. В этом пространстве скапливается больше частиц портландита. В случае отсутствия добавки МК образуются крупные кристаллы

Ca(OH)<sub>2</sub>, ориентированные параллельно поверхности заполнителя или арматуры. Они обладают меньшей прочностью, чем гидратированные силикаты кальция CSH. Именно поэтому переходная зона и является самым слабым звеном в обычном бетоне.

Добавка МК даже в количестве 2-5% приводит к уплотнению структуры переходной зоны за счет заполнения свободных пространств. Поэтому уменьшается как величина кристаллов портландита, так и степень их ориентации относительно зерен заполнителя, что обуславливает упрочнение этой слабой зоны бетона. В результате происходит восстановление самопроизвольно отдаваемой воды, снижается пористость переходной зоны и повышается сцепление теста с заполнителем и арматурой. Пуццолановые реакции, как фактор химического воздействия, вызывают дальнейшее повышение прочности и долговечности бетона. Считается, что в течение первых 7 дней твердения воздействие МК на свойства бетона имеет в основном физический характер, а позднее - как физический, так и химический.

В результате физического и химического воздействия происходит благоприятное изменение микроструктуры теста, связанное со значительным уменьшением пористости в зоне капиллярных пор. Изменение структуры пор в бетоне рассматривается многими исследователями как главный фактор влияния МК на механические свойства и прочность бетона. Эти изменения находят свое отражение в снижении

проницаемости бетона, а также в уменьшении коэффициентов диффузии ионов хлора. В свою очередь, снижение водопроницаемости ведет к повышению стойкости бетона к воздействиям агрессивных сред. Наконец, МК способствует устранению расширения бетона при реакциях щелочей с реакционноспособным заполнителем.

Таким образом, применение МК позволяет получать в реальном производстве бетоны с расходом цемента 200-450 кг/м<sup>3</sup> и следующими характеристиками: марочная прочность - М300-М1000, водонепроницаемость - W12-W16, морозостойкость - F200-F600 и до F1000 со специальными добавками, коррозионная стойкость не ниже, чем на сульфатостойком цементе. С учетом изложенного применение МК рекомендуется в бетонах:

- коррозионностойких (бетонные смеси содержат около 385 кг/м<sup>3</sup> цемента и 7,5-10% МК при ВЦ = 0,40)

- обладающих высокой прочностью в раннем возрасте (строительство мостов, тоннелей, автодорог, взлетно-посадочных полос и т.п.)

- высокопрочных - до 140 МПа (355-565 кг/м<sup>3</sup> цемента, 5-15% МК, ВЦ = 0,24)

- с реакционноспособными заполнителями (до 20% МК)

- стойких к истиранию (полы промзданий, автомобильные стоянки, тротуары и дорожные покрытия)

- обладающих повышенной долговечностью и водонепроницаемостью (для применения в агрессивных средах, связанных с воздействием хлоридов, сульфатов и солей-антиобледенителей)

- для строительства морских и береговых сооружений.

На данный момент ОАО «Кузнецкие ферросплавы» - единственное российское предприятие, освоившее производство высококачественного уплотненного микрокремнезема (МКУ85), который является сертифицированным товарным про-

дуктом согласно техническим условиям "Микрокремнезем конденсированный" ТУ 5743-048-02495332-96. МК радиационно и гигиенически безопасен. "Свидетельство радиационного качества" № 41050-94/97 подтверждает соответствие микрокремнезема первому классу материалов (использование без ограничений). "Заключение по гигиенической оценке" № 329/98 гарантирует соответствие микрокремнезема четвертому классу опасности (малоопасная степень).

Поставка микрокремнезема осуществляется в мягких контейнерах («биг-бегах») в железнодорожных полувагонах и крупнотоннажных ж/д контейнерах, навалом в хопрах и автотранспортом (в цементовозах).

**Контактные телефоны**

**ОАО «Кузнецкие**

**ферросплавы»:**

**коммерческий отдел: (3843)**

**398-110, 398-332, 398-823.**

**Факс: (3843) 37-39-18;**

**E-mail: suslov@kfw.ru,**

**shalnev@kfw.ru**

В АНО «Секция «Строительство» Российской инженерной академии» можно приобрести книгу:

«Системные подходы к определению цен и управление стоимостью в строительстве». Справочное пособие с методиками и примерами расчетов. Авторы: академик РИА и МАИЭС, д.т.н., проф. Резниченко В.С. и инженер-экономист Ленинцев Н.Н.

В книге изложены:

- ◆ проблемы ценообразования в строительном комплексе Российской Федерации;
- ◆ организационно-экономические направления снижения стоимости строительства;
- ◆ зарубежный опыт ценообразования в строительстве;
- ◆ порядок разработки сметной документации в современных экономических условиях;
- ◆ содержание и пути совершенствования сметной нормативной базы;
- ◆ методика прогнозной оценки стоимости строительства в текущих ценах;

- ◆ методики формирования смет с применением ресурсного, ресурсно-индексного и ресурсно-ранжирного методов;

- ◆ рекомендации по совершенствованию оценки стоимости материальных ресурсов;

- ◆ рекомендации по совершенствованию оценки стоимости эксплуатации строительных машин и механизмов;

- ◆ рекомендации по совершенствованию методов оценки оплаты труда рабочих;

- ◆ рекомендации по оценке затрат на содержание службы заказчика;

- ◆ программные комплексы по оценке стоимости строительства.

Объем книги – 465 стр., книга издана ограниченным тиражом.

**Контактные телефоны: (095) 174-75-67,  
174-75-80, 171-43-74**