

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**2**  
2003





# КАРАТ

НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ

## СОВРЕМЕННЫЕ МАЛОГАБАРИТНЫЕ ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

**ОНИКС-2.41/2.42** - измерители прочности строительных материалов (удар+отскок), 1...100 МПа

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

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

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

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

**ПОИСК-2.3/2.4** - измерители параметров армирования 0...170 мм, 3...50 мм, настройка на сталь, сканирование, акустический поиск, d<sub>x</sub>

**ВДЛ-5М** - вихретоковый дефектоскоп металлов

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

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

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

**МИТ-1** - мобильный измеритель теплопроводности 0,01...2 Вт/м<sup>2</sup>К



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

**РТ-2** - одноканальный

**ПИ** - регулятор температуры

**ТЕРМОКОМ-4** - мобильный термографический комплекс

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

**ТЕРМОСКОП-1** - прибор обслуживания термографов

**ТЕМП-3.Х** - регистрирующие термометры и термогигрометры 2-3 каналные

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

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

**ТЕРЕМ-3.Х** - многоканальные терморегистраторы

**ТЕРЕМ-4** - универсальный регистратор деформации, температуры, теплового потока, влажности и др. параметров

64 канала  
**ТЕРМОТРАНСФЕР** - прибор сбора данных регистрации

Специальные программы компьютерной обработки результатов измерений

454080, Челябинск-80, а/я 12771, тел.: (3512) 655-638, 608-742  
E-mail: carat@chel.surnet.ru http://www.carat-ndt.ru

г.Москва НИИЖБ тел.: 095-174-75-13,  
E-mail: carat@niizhb.ru 8-926-204-55-47  
г.Санкт-Петербург тел. 912-998-45-86

## СОДЕРЖАНИЕ

### КОНСТРУКЦИИ

*ГРАНОВСКИЙ А.В., СМИЛЯНСКИЙ А.Л., ГРАНИК В.Г.* К оценке надежности платформенных стыков панельных зданий при использовании в них преднапряженных плит с внутренними анкерами ..... 2

### АРМАТУРА

*МАДАТЯН С.А., ДЕГТЯРЕВ В.В.* Деформативность и трещиностойкость изгибаемых элементов, армированных стержнями класса А500С, соединенными внахлестку без сварки ..... 6

*МИХЕЕВ Н.М., ТАЛАНТОВА К.В.* К вопросу о классификации стальных фибр для дисперсного армирования бетонов ..... 9

### В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

*ТАМРАЗЯН А.Г., ДУДИНА И.В.* Учет нелинейных свойств материалов при расчете конструкций со смешанным армированием ..... 11

*БАЙРАМУКОВ С.Х.* Расчет железобетонных конструкций с предварительно напряженной и ненапрягаемой арматурой с использованием диаграммы "момент-кривизна" ..... 13

*КАСАЕВ Д.Х.* Прочность коротких железобетонных колонн при кручении ..... 16

### ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

*ВАСИЛЬЕВ А.И.* Вероятностные оценки срока службы эксплуатируемых автодорожных мостов в условиях коррозии арматуры ..... 17

*БАШИРОВ Х.З.* Вентилируемые конструкции стен для зданий с влажным режимом эксплуатации ..... 21

### СТАНДАРТЫ И НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ

*ЕПИФАНОВ В.А., ШТЕЙН Е.М.* Совершенствование системы разработки строительных норм, правил и стандартов в современных условиях развития ..... 26

### В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

*СТЕБАКОВ Е.И.* Об ответственности проектировщика при проведении расчетов строительных конструкций ..... 30

### НАШИ ЮБИЛЯРЫ

К.В.Михайлову — 90 лет! ..... 31



А.В.ГРАНОВСКИЙ, А.Л.СМИЛЯНСКИЙ, кандидаты техн. наук (ГУП ЦНИИСК им.В.А.Кучеренко);  
В.Г.ГРАНИК, канд. техн. наук (НИПТИ "Стройиндустрия")

## К оценке надежности платформенных стыков панельных зданий при использовании в них преднапряженных плит с внутренними анкерами

Повышение комфортности эксплуатируемых помещений (уровня элитности зданий) связано, в частности, с увеличением размеров архитектурно-планировочных ячеек, что при росте этажности панельных зданий ведет к повышению уровня нагружения их несущих конструкций, в том числе наиболее ослабленного конструктивного узла здания – платформенного стыка несущих стен и перекрытий. Решение вопроса повышения несущей способности платформенных стыков здания достигается различными конструктивными способами, один из которых – увеличение прочности опорных зон конструктивных элементов стыка.

В ГУП ЦНИИСК им. Кучеренко совместно с НИПТИ "Стройиндустрия" выполнены экспериментальные исследования по оценке несущей способности платформенных стыков крупнопанельных зданий при использовании в качестве элементов перекрытий преднапряженных плит с внутренними анкерами, натяжение арматуры которых произведено на внутренние упоры форм (рис. 1) по технологии, разработанной в НИПТИ "Стройиндустрия" [1,2]. Ранее аналогичные фрагменты плит перекрытий были испытаны по методике, изложенной в [3].

В бетоне опорной зоны плит перекрытий за счет их преднапряжения и вертикального обжатия от действующих нагрузок создается эффект объемного напряженного состояния, влияние которого на прочность стыкового соединения до сих пор не исследовалось и в нормативных документах [4] не отражено.

Для оценки влияния использования преднапряженных плит на

прочность платформенного стыка была разработана программа исследований, включающая испытания 4 серий образцов стыков. Конструкция фрагментов опытных образцов плит перекрытий и стеновых панелей приведена в табл. 1.

Опытные образцы элементов стыка были изготовлены по методике НИПТИ "Стройиндустрия" в условиях формовочного цеха Кунцевского комбината ЖБИ-9 в следующем порядке: напрягаемые стержни натягивали на внутренние упоры форм электротермическим способом, использовали на комбинате; контролировали напряжения стержней; размещали и привязывали к напрягаемым стержням распределительную арматуру; в формы устанавливали деревянные перегородки и тщательно их раскрепляли для предотвращения смещения при формовании от воздействия вибронасадки, которой уплотняют бетонную смесь; подготовленную форму

устанавливали на стан-конвейер между рядовыми заводскими формами; бетоноукладчиком подавали в форму бетонную смесь, уплотняли вибропригрузом, заглаживающим валом отделявали верхнюю поверхность и устанавливали подъемные петли; после окончания тепловлажностной обработки бетона образцов формы из щелевой пропальной камеры поднимали на верхний ярус стана.

Разработанный и осуществленный способ изготовления образцов напряженных плит позволил обеспечить предварительное напряжение арматуры в них и передачу преднапряжения на бетон тем же образом, что и в реальных преднапряженных плитах. Испытания образцов стыков проводились по разработанной в ЦНИИСК им.Кучеренко стандартной методике. Схема испытаний опытных образцов приведена на рис.2. Прочность бетона элементов стыка и раствора в швах определя-

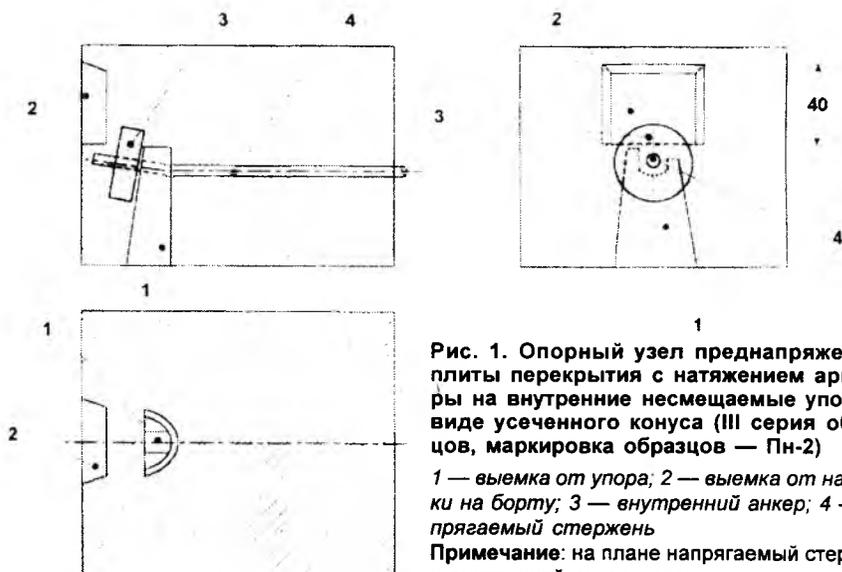


Рис. 1. Опорный узел преднапряженной плиты перекрытия с натяжением арматуры на внутренние несмещаемые упоры в виде усеченного конуса (III серия образцов, маркировка образцов — Пн-2)

1 — выемка от упора; 2 — выемка от накладки на борту; 3 — внутренний анкер; 4 — напрягаемый стержень

Примечание: на плане напрягаемый стержень и внутренний анкер условно не показаны.

№ позиции	Маркировка	Характеристика элемента	Схема армирования, геометрические размеры элемента
1	П-4	Плита перекрытия без преднапряжения арматуры	
2	Пн-1	Плита перекрытия с преднапряжением арматуры на внутренние несмещаемые пирамидальные упоры	
3	Пн-2	Плита перекрытия с преднапряжением арматуры на внутренние несмещаемые конические упоры	
4	Пн-3	Плита перекрытия с преднапряжением арматуры на внешние упоры	
5	С-1	Стеновая панель толщиной 140 мм	
6	С-2	Стеновая панель толщиной 180 мм	

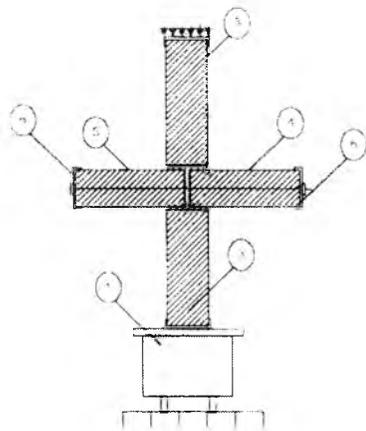


Рис. 2. Схема испытания опытных образцов платформенных стыков

1 — тележка прессы; 2 — опорные стойки; 3 — стеновая панель; 4 — плита перекрытия; 5 — стальной тяга; 6 — опорный швеллер

ли по результатам испытаний кубов размерами соответственно 10x10x10см и 7.07x7.07x7.07см. Результаты испытаний кубов представлены в табл. 2.

В 1 серии образцов стыков применялись ненапряженные плиты перекрытий. Данная серия являлась

эталонной и использовалась для сравнительной оценки влияния эффекта преднапряжения плит (образцы стыков 2 и 3 серий) на несущую способность стыка. В образцах стыков 4 серии использовались плиты с натяжением арматуры по традиционной схеме - на внешние упоры форм.

Деформации бетона элементов стен и плит измерялись с помощью тензодатчиков с базой L=50мм, деформации растворного шва — индикаторами часового типа с ценой деления 0.01мм.

В соответствии с указаниями ВСН 32-77 [4] для зоны платформенного стыка расчетом должна определяться прочность как опорных сечений панелей, так и опорных участков плит перекрытий. Учитывая, что в соответствии с программой испытаний класс бетона по прочности на сжатие для плит принимался ниже, чем для стеновых панелей, обработка результатов испытаний стыков, представленная в табл. 3, выполнена исходя из прочности бетона плит перекрытий

По [1]

$$N_{пер}^{см} = R_{пл} \times A_{ст} \times m_{оп} \times m_{пер}$$

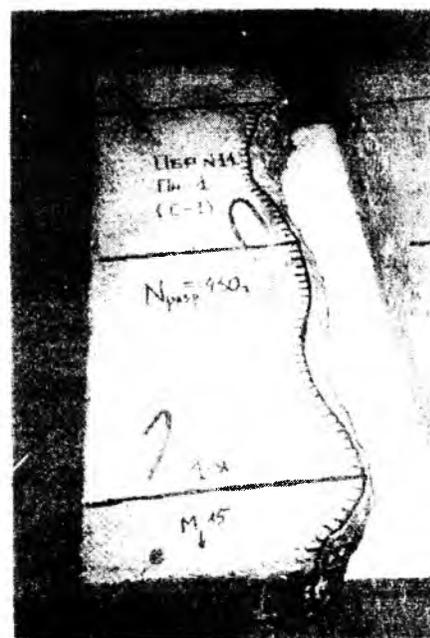


Рис. 3. Характер разрушения опорных зон преднапряженных плит перекрытий. Серия II (Пн-1)

Разделив левую и правую части на  $A_{ст}$ , получим

$$R_{стыка}^{экс} = R_{пл} \times m_{оп}$$

$$R_{пл} = R_{стыка}^{экс} / \psi$$

где

$$\psi = (1 - \frac{2 \times e_x}{h}) \times (1 - \frac{2 \times e_y}{L}), m_{пер} = 1;$$

$e_x, e_y$  - эксцентриситеты приложения вертикальной нагрузки по толщине (h) и длине (L) экспериментальных образцов;  $R_{пл}$  - определяемый из эксперимента предел прочности бетона опорной зоны плит перекрытия с учетом таких факторов, как внецентрированное приложение нагрузки, прочность раствора в шве и т.д.

Анализ результатов экспериментальных исследований прочности платформенных стыков с использованием преднапряженных на внутренние анкера плит перекрытий позволяет отметить следующее.

1. Характер разрушения ненапряженных плит (серия I, П-4) и преднапряженных плит с натяжением арматуры на внешние упоры (IV, Пн-3) соответствует классической схеме разрушения плит в стыке. При этом величина экспериментальной предельной нагрузки на стык с достаточной степенью точности описывается нормативными формулами [4].

Таблица 2

№.№	Характеристика элементов стыка	Прочность, МПа						
		Рас- тво- ра шва ( $R_{ш}$ )	бетона плит		бетона стен			
			Кубико- вая проч- ность ( $R_{пл}$ )	Приз- менная ( $R_{пр}$ )	Ку- бико- вая ( $R_{ст}$ )	Приз- менная ( $R_{пр,ст}$ )	Призм* расчет- ная ( $R_{пр}^{расч}$ )	
1	Плиты без преднапряже- ния (I-П-4)	14	10.0	43,7	34,5	53,0	41,8	45,0
2		14	11.0	44,6	35,2	53,0	41,8	45,0
3		18	24.0	47,5	37,7	56,0	44,2	46,9
4	Преднапря- женные плиты (II-Пн-1)	14	8.0	38.0	30.2	56.0	44.2	47.6
5		14	11.0	41.0	32.5	56.0	44.2	47.6
6		14	20.0	38.0	30.2	56.0	44.2	47.6
7	Преднапря- женные плиты (III-Пн-2)	14	10.6	43.0	34.0	54.0	42.6	45.9
8		18	12.0	41.0	32.5	49.0	38.7	41.1
9		18	14.0	42.0	33.5	53.0	41.8	44.5
10	Преднапря- женные плиты (IV-Пн-3)	14	15.0	42.0	33.2	56.0	44.2	47.5
11		14	10.0	40.0	31.7	53.0	41.8	45.0
12		18	20.0	42.0	33.2	54.0	42.6	45.2

\* Определена согласно формуле (47) Инструкции ВСН 32-77.

Таблица 3

№№ п.п.	Площадь опор- ной зоны стыка. $A_{ст}$ см x см	Эксперим. разру- шающая нагрузка. $N_{разр}$ кН	Предел прочности стыка при сжатии $R_{см}^{кс} = \frac{N_{разр}}{A_{см}}$ МПа	Экцентр. нагрузки относительн. продольной и поперечн. осей $e_x / e_y$ см	$\psi$	Предел проч- ности стыка, приведенный к центр сжа- тию $R_{см}^{экс} = \frac{R_{см}^{кс}}{\psi}$ МПа	Относительная прочность стыка		
							$\eta = \frac{R_{см}}{R_{ст}}$	$\eta_{ст}$	%
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Стыки с ненапряженными плитами перекрытий. серия П-4 (эталонные образцы)									
1	14x119	4200	25.2	1.06/4.19	0.788	31.98	0.927		
2	14x119	4500	27.0	0.61/5.17	0.821	32.90	0.935	0.931	100
3	18x119	6200	28.9	0.39/6.61	0.827	0.928	0.928	0.928	
Стыки с напряженными плитами и арматурой. натянутой на опоры пирамидальной формы. серия Пн-1									
4	14x119	3300	19.8	2.49/2.70	0.61	32.46	1.075		
5	14x119	3400	20.4	2.33/6.23	0.59	34.58	1.064	1.09	117.1
6	14x119	4100	24.6	1.65/3.37	0.72	34.16	1.131		
Стыки с напряженными плитами перекрытий и арматурой. натянутой на опоры конической формы. серия Пн-2									
7	14x119	4200	25.2	1.88/2.13	0.705	36.74	1.051	1.051	112.9
8	18x119	5800	27.0	2.00/0.815	0.777	34.75	1.069		
9	18x119	5200	24.2	2.62/3.54	0.67	36.11	1.088	1.079	115.9
Стыки с напряженными плитами перекрытий и арматурой. натянутой на внешние опоры форм. серия Пн-3									
10	14x119	3900	23.4	1.34/8.19	0.698	33.50	1.009	1.003	107.7
11	14x119	5000	30.0	0.358/0.00	0.949	31.6	0.997		
12	18x119	4800	22.4	1.625/5.03	0.749	29.9	0.901	0.901	97.1

2. В стыках с плитами марок Пн-1 и Пн-2 (серии II и III), имевших внутренние анкера на напрягаемых стержнях, характер поверхности разрушения (рис.3) существенно отличается от разрушения плит в стыках серии I и IV. Наличие зон обжатия бетона торцевых участков плит вблизи напрягаемых стержней кардинально меняет характер напряженно-деформированного состояния (НДС) бетона по длине опорной зоны плиты. В зоне расположения анкеров в бетоне плиты создается объемное напряженное состояние, являющееся причиной существенного увеличения прочности бетона в опорной зоне плиты.

3. В случае использования в платформенных стыках ненапряженных плит перекрытий либо плит с натяжением арматуры на внешние упоры разрушение опытных образцов "по плитам" происходило при напряжениях составляющих

$(0.93...0.97) \times R_{пл}^H$ . Для стыков с применением плит, преднапряженных по методике, предложенной в [1,2], разрушение бетона опорных зон плит и, соответственно, стыков происходило при напряжениях, составляющих  $(1.07...1.09) \times R_{пл}^H$ .

### Выводы

1. Разработанная в [1,2] конструкция преднапряженных плит с принципиально новой схемой натяжения арматуры на внутренние несмещаемые упоры позволила создать в зоне анкеровки (опорная зона плит) объемное напряженное состояние и тем самым увеличить несущую способность платформенных стыков на 15...17% по сравнению со стыками с ненапряженными плитами, либо в случае применения плит с "традиционным" натяжением арматуры на внешние упоры.

2. Наличие в опорных зонах

преднапряженных плит выемок от внутренних упоров форм не ведет к снижению прочности торцов плит, что следует учитывать при проектировании новых серий панельных зданий.

### Библиографический список

1. Граник В.Г., Затрусин Ю.И. Патент РФ №2017911. "Форма для изготовления предварительно-напряженных железобетонных изделий". Приоритет от 7 апреля 1992г.

2. Граник В.Г., Александров Е.Ф. Патент РФ №2109898 "Способ изготовления преднапряженных железобетонных изделий и форма для осуществления способа". Приоритет от 24.09.1996.

3. Граник В.Г. Исследование преднапряженных плит с внутренними анкерами в платформенных стыках//Жилищное строительство. — № 1. — 1993. — стр. 21-24.

4. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий, ВСН 32-77, СИ, М., 1978.

## АРМАТУРА

С.А.МАДАТЯН, д-р техн. наук, проф., В.В.ДЕГТЯРЁВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

# Деформативность и трещиностойкость изгибаемых элементов, армированных стержнями класса А500С, соединёнными внахлестку без сварки

В первом номере журнала за 2002 г. была опубликована статья, посвящённая прочности железобетонных изгибаемых элементов, армированных стержнями класса А500С, соединёнными внахлестку без сварки. В ней была описана методика проведения эксперимента и конструкция опытных балок.

В данной статье рассматривается влияние длины нахлестки при наличии и отсутствии в её пределах поперечной арматуры (огигающих хомутов), объёмного коэффициента армирования в пределах длины нахлестки, вида периодического профиля арматуры и прочности бетона на деформативность и трещиностой-

кость железобетонных изгибаемых элементов.

Следует отметить, что в большинстве случаев первые нормальные трещины были обнаружены в сечениях у границы зоны стыка и под грузами.

В балках с составными стержнями наблюдалось образование продольных трещин в зоне стыка.

На рис. 1 показан график зависимости относительного момента образования нормальных трещин  $M_{сгс,ц.}^{exp} / M_{сгс,ц.}^{exp}$  ( $M_{сгс,ц.}^{exp}$  — момент образования нормальных трещин в балках с составными стержнями;  $M_{сгс,ц.}^{exp}$  — момент образования нормальных трещин в балках с целы-

ми стержнями) от относительной длины нахлестки  $l/d$  при отсутствии в её пределах поперечной арматуры (серия 1).

Из этого графика видно, что при длине нахлестки 20d и 30d значение момента образования нормальных трещин в балках с составными стержнями было равно значению момента образования нормальных трещин в балках с целыми стержнями. Значение момента образования нормальных трещин в балках с длиной нахлестки 10d составляло  $0,75 M_{сгс,ц.}^{exp}$ .

Во всех балках серии 1 продольные трещины образовывались одновременно с разрушением.

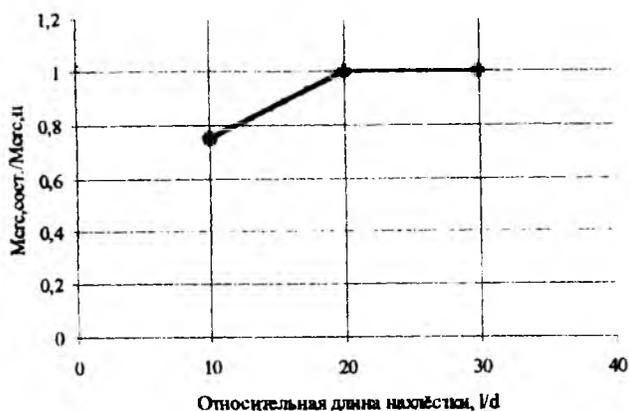


Рис. 1. Зависимость относительного момента образования нормальных трещин от длины нахлестки (без хомутов)

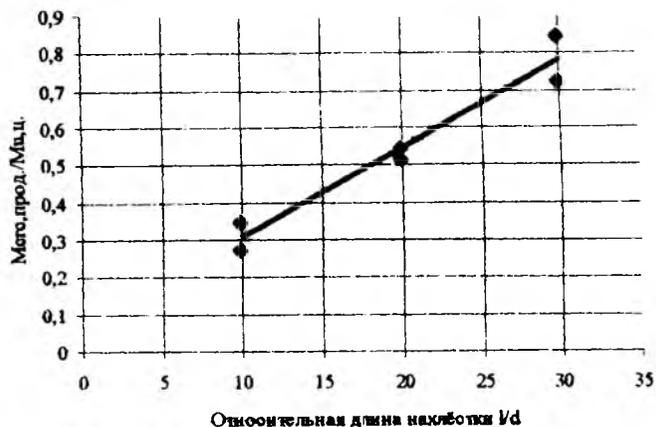


Рис. 2. Зависимость относительного момента образования продольных трещин от длины нахлестки (без хомутов)



Рис. 3. Зависимость относительного момента образования продольных трещин от длины нахлестки (с хомутами)

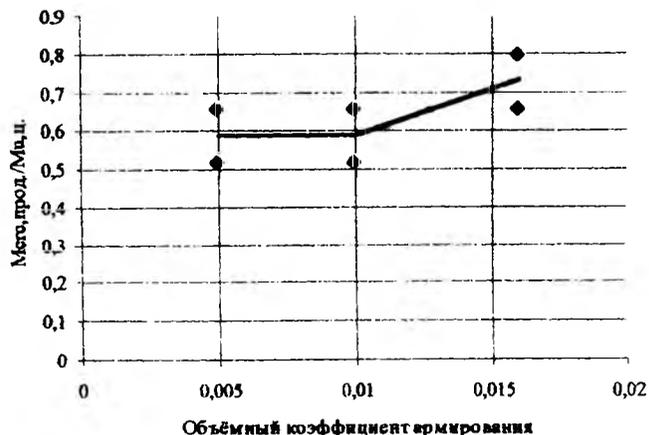


Рис. 4. Зависимость относительного момента образования продольных трещин от объемного коэффициента армирования

График зависимости относительного момента образования продольных трещин в зоне стыка  $M_{сгс, прод}^{exp} / M_{ц, ц}^{exp}$  ( $M_{сгс, прод}^{exp}$  — опытный момент образования продольных трещин в зоне стыка;  $M_{ц, ц}^{exp}$  — опытный разрушающий момент балок с целыми стержнями) от относительной длины нахлестки (без поперечной арматуры) показан на рис. 2.

Из рис. 2 следует, что с увеличением длины нахлестки увеличивается и момент образования продольных трещин. Эта зависимость является линейной.

Проведённые исследования показали, что при наличии в пределах длины нахлестки поперечной арматуры в виде огибающих хомутов, установленных с шагом 40 мм ( $\mu_v=0,016$ ) момент образования нор-

мальных трещин не зависит от длины нахлестки. Он был равен моменту образования нормальных трещин в балках с целыми стержнями.

На рис. 3 показан график зависимости относительного момента образования продольных трещин в зоне стыка от относительной длины нахлестки, при наличии в пределах стыка огибающих хомутов с объемным коэффициентом армирования  $\mu_v=0,016$ .

Из рис. 3 следует, что увеличение длины нахлестки при наличии в её пределах огибающих хомутов приводит к практически линейному увеличению момента образования продольных трещин.

Постановка в пределах длины нахлестки хомутов с шагом 40 мм ( $\mu_v=0,016$ ) привела к увеличению

момента образования продольных трещин в опытных балках с длиной нахлестки 10d, 20d и 30d соответственно на 45, 54 и 31 %.

При длине нахлестки равной 30d и наличии в её пределах огибающих хомутов ( $\mu_v=0,016$ ) момент образования продольных трещин был равен разрушающему моменту балок с целыми стержнями.

В результате проведённых исследований было установлено, что при изменении объемного коэффициента армирования от 0,005 до 0,016 и длине нахлестки 30d момент образования нормальных трещин равен  $0,75M_{сгс, ц}^{exp}$  и не зависит от шага хомутов.

На рис. 4 приведён график зависимости относительного момента образования продольных трещин в

зоне стыка от объёмного коэффициента армирования. Из него следует, что при уменьшении объёмного коэффициента армирования от 0,016 до 0,01 момент образования продольных трещин уменьшается от  $0,73M_{уд}^{exp}$  до  $0,59M_{уд}^{exp}$ . При дальнейшем уменьшении объёмного коэффициента армирования от 0,01 до 0,005 момент образования продольных трещин не изменяется и равен  $0,59M_{уд}^{exp}$ .

В исследованном интервале изменения относительной площади смятия поперечных рёбер от 0,071 (серповидный профиль) до 0,117 (кольцевой профиль) при длине нахлёстки  $20d$  и объёмном коэффициенте армирования в пределах стыка  $\mu_v=0,01$  момент образования нормальных трещин не зависел от вида периодического профиля арматуры и был равен в среднем  $0,88M_{срс.ц}^{exp}$ .

Абсолютная величина момента образования продольных трещин также не зависела от вида периодического профиля и была равна 14 кНм.

В исследованном интервале изменения прочности бетона от 31,5 до 42,3 Н/мм<sup>2</sup>, длине нахлёстки  $30d$  и объёмном коэффициенте армирования в пределах стыка  $\mu_v=0,016$  прочность бетона не повлияла на значение момента образования нормальных трещин, которое было равно опытному моменту образования нормальных трещин в балках с целыми стержнями  $M_{срс.ц}^{exp}$ .

Значение момента образования продольных трещин увеличивается с ростом прочности бетона. Эта зависимость может быть описана уравнением

$$\frac{M_{срс.прод}^{exp}}{M_{уд}^{exp}} = 0,016R_{15} + 0,192, \quad (1)$$

где  $R_{15}$  – прочность бетонных кубов размером 15x15x15 см.

Влияние исследуемых факторов на ширину раскрытия трещин состоит в следующем:

- в балках, армированных стержнями, соединёнными внахлёстку без сварки, ширина раскрытия нормальных трещин была больше, чем в балках с целыми стержнями;
- с увеличением длины нахлёстки как при отсутствии в её пределах поперечной арматуры, так и при её наличии, уменьшается ширина раскрытия нормальных трещин;

- с увеличением относительной площади смятия  $f_r$  уменьшается ширина раскрытия нормальных трещин и увеличивается ширина раскрытия продольных трещин. Ширина раскрытия продольных трещин в балках с арматурой кольцевого периодического профиля достигала 0,1 мм, в то время как в точно таких же балках с арматурой серповидного периодического профиля она не превышала 0,025 мм.

- влияние объёмного коэффициента армирования в пределах стыка и прочности бетона на ширину раскрытия трещин установлено не было.

Рассмотрим влияние исследуемых факторов на деформативность изгибаемых элементов.

Было установлено, что прогибы балок с целыми стержнями в большинстве случаев были больше, чем прогибы балок с составными стержнями. Этот факт можно объяснить следующим. Стыкуя арматуру внахлёстку, мы в одном сечении (в середине пролёта) устанавливаем вдвое большее количество арматуры. Это приводит к некоторому повышению жёсткости элемента. С другой стороны, в пределах стыка происходит смещение стержней относительно бетона, что приводит к снижению жёсткости. В проведённых опытах, по-видимому, превалирующим было первое.

Это подтверждается тем, что пред разрушением балок с длиной нахлёстки  $10d$  и  $20d$  их прогиб был больше прогиба балок, армированных целыми стержнями. То есть при нагрузках, близких к разрушающим, большее влияние на жёсткость стало оказывать смещение стержней относительно бетона в пределах стыка. При наличии в пределах стыка огибающих хомутов, увеличение длины нахлёстки приводит к уменьшению прогибов. Влияние длины нахлёстки при отсутствии в её пределах поперечной арматуры на прогибы установить не удалось, так же как и влияние объёмного коэффициента армирования и прочности бетона.

Вид периодического профиля арматуры не повлиял на прогибы.

Кроме этого, было установлено, что

- поперечные деформации растяжения бетона на уровне армату-

ры в зоне стыка были больше у балок с составными стержнями по сравнению с балками, армированными целыми стержнями;

- поперечные деформации растяжения бетона на уровне арматуры в зоне стыка с увеличением объёмного коэффициента армирования уменьшались;

- у балок, армированных как целыми, так и составными стержнями кольцевого периодического профиля, поперечные деформации растяжения бетона на уровне арматуры были больше, чем у балок, армированных стержнями серповидного периодического профиля.

На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. В балках, армированных стержнями, соединёнными внахлёстку без сварки, ширина раскрытия нормальных трещин была больше, а прогибы меньше, чем в балках, армированных целыми стержнями.

2. С увеличением длины нахлёстки при отсутствии в её пределах поперечной арматуры повышается момент образования нормальных трещин и продольных трещин, уменьшается ширина раскрытия нормальных трещин.

3. Постановка в пределах длины нахлёстки огибающих хомутов с объёмным коэффициентом армирования  $\mu_v=0,016$  обеспечивает независимость момента образования нормальных трещин от длины нахлёстки и приводит к повышению момента образования продольных трещин на 31-54 % (в зависимости от длины нахлёстки). С увеличением длины нахлёстки при наличии в её пределах огибающих хомутов с  $\mu_v=0,016$  повышается момент образования продольных трещин и уменьшается ширина раскрытия нормальных трещин.

4. При изменении объёмного коэффициента армирования  $\mu_v$  от 0,016 до 0,005 и длине нахлёстки  $30d_s$  момент образования нормальных трещин был равен  $0,75M_{срс.норм.ц}^{exp}$  и не зависел от  $\mu_v$ . Уменьшение  $\mu_v$  от 0,016 до 0,01 привело к уменьшению момента образования продольных трещин на 24 %. Дальнейшее уменьшение  $\mu_v$  от 0,01 до 0,005 не повлияло на момент образования продольных трещин.

5. Момент образования нормальных и продольных трещин, а также прогибы не зависят от вида периодического профиля арматуры (серповидный или кольцевой). С увеличением относительной площади смятия  $f_r$  уменьшается ширина раскрытия нормальных трещин и увеличивается ширина раскрытия продольных трещин.

6. При наличии в пределах длинной нахлестки огибающих хомутов увеличение длины нахлестки приводит к уменьшению прогибов.

7. Поперечные деформации растяжения в зоне стыка были больше у балок с составными стержнями по сравнению с балками, армированными целыми стержнями.

8. Поперечные деформации ра-

стяжения в зоне стыка с увеличением объемного коэффициента армирования уменьшались.

9. У балок, армированных как целыми, так и составными стержнями кольцевого периодического профиля, поперечные деформации растяжения были больше, чем у балок, армированных стержнями серповидного периодического профиля.

*Н.М.МИХЕЕВ, инж. (Барнаульский строительный колледж); К.В. ТАЛАНТОВА, канд. техн. наук, доц. (АлтГТУ им. И.И. Ползунова)*

## К вопросу о классификации стальных фибр для дисперсного армирования бетонов

Для дисперсного армирования бетонов - сталефибробетонов (СФБ) в настоящее время применяется стальные фибры различного типа. В литературе [2] имеются описания и характеристики различных типов фибр. К основным характеристикам фибр следует отнести:

- геометрические параметры;
- механические свойства;
- технологические характеристики;
- специальные свойства.

Геометрические параметры фибр - это длина, диаметр или приведенный диаметр (площадь поперечного сечения), форма поперечного сечения, отношение длины к диаметру, форма, состояние поверхности.

Длина фибр ( $l_f$ ) - параметр, в определенных пределах зависящий от технологии их изготовления, технологических и механических требований к ним и сталефибробетону.

Проволочную фибру можно изготавливать практически любой длины. Длина фибр, изготавливаемых из тонкого листа, ограничивается шириной зуба подвижного ножа и может достигать 100 мм. Длина фибр при продольной резке практически не ограничена. Длина фрезерованных фибр ограничивается шириной зуба фрезы и может быть до 40 мм. Длина фибры из каната ограничивается шагом свивки и составляет 1,5 от шага свивки. Длина токарной фибры соответствует ширине режу-

щей кромки резца и достигает 50 мм. Данные о длине фибры из расплава не приводятся ввиду отсутствия достоверной информации.

Выбор длины фибр регламентируется конструктивными и технологическими требованиями:

- расчетными сопротивлениями материала ( $R_{fb}$ ,  $R_{fbt}$ );
  - способом приготовления сталефибробетонной смеси;
  - способом введения фибр в смесь;
  - требованиями к сцеплению фибр с бетоном (при отсутствии специальных способов по обеспечению заданного  $\tau$  сцепления)
- Фибры большей длины, при одинаковом диаметре, более склонны к комкованию на всех технологических переделах: загрузке, транспортировке, выгрузке, дозировке, подаче в смеситель и перемешивании смеси. Соответственно, чем меньше длина фибр, при прочих равных условиях, тем меньше их склонность к образованию комков.

Однако чем больше длина фибр, тем больше усилие, необходимое для их выдергивания из тела затвердевшего бетона и тем выше сопротивление сталефибробетона растяжению. Когда эта величина достигает критического значения, фибра рвется. Дальнейшее увеличение длины практически не влияет на механические свойства сталефибробетона.

Диаметр фибр ( $d_f$ ), как правило, колеблется от 0,1 мм до 1,2 мм, а по литературным данным [1] - до 1,8 мм. С уменьшением диаметра фибр увеличивается эффективность фибрового армирования, но усложняется технология приготовления смеси и изготовления изделий. Для волокон не круглого сечения производится пересчет по площади поперечного сечения к кругу и вычисляется приведенный диаметр.

По форме поперечного сечения фибры можно разделить на:

- круглые (проволочные и литые);
- овальные (проволочные сплюснутые и литые);
- треугольные (фрезерованные из сляба, из тонкого листа). Сечение может быть в виде остроугольного, прямоугольного или тупоугольного треугольника;
- серповидные (фрезерованные из сляба и тонкого листа, токарные);
- трапециевидные (из тонкого листа).

Достоверные данные о влиянии формы поперечного сечения фибр на технологические характеристики сталефибробетонной смеси и физико - механические характеристики сталефибробетона в литературе отсутствуют. Поэтому условно следует считать, что, в первом приближении, она не оказывает существенного влияния на эти характеристики

материала, и при одинаковом периметре поперечного сечения волокон их свойства, при прочих равных условиях, можно также считать одинаковыми.

Форма волокна, в отличие от формы поперечного сечения, существенно влияет как на технологические характеристики сталефибробетонной смеси, так и на механические свойства сталефибробетона [2].

Плоские и объемные армирующие элементы замкнутого профиля в виде колец, овалов, многоугольников, октаэдров и т.д. хотя и запатентованы в различных странах [4], но практического применения не нашли. Сведения об их применении в практике строительства отсутствуют, как отсутствуют сведения об экспериментальных исследованиях СФБ с их применением.

Форма линейных элементов фибр в научной литературе рассматривается широко [2,4]. Она зависит от технологии изготовления фибр. В одних случаях она формируется случайным образом, например, при разрезании бухты проволоки без размотки, но чаще формообразование осуществляется целенаправленно. Отгибы и волны на волокнах, выступы и углубления на поверхности волокон значительно увеличивают сцепление фибр с бетонной матрицей, и, следовательно, изменяют механические характеристики сталефибробетона и влияют на технологические свойства сталефибробетонной смеси.

По форме фибры можно разделить на следующие группы:

- с гладкой и неупорядоченно шероховатой поверхностью (прямолинейные, дугообразные и спиралевидные);
- профилированные;
- волнистые;
- с анкерными устройствами.

Фибры с гладкой и неупорядоченно шероховатой поверхностью получают резкой без профилирования проволоки, тонкого листа, фрезерованием слябов и толстого листа, токарной обработкой стальных заготовок.

Профилирование фибры из проволоки осуществляют с помощью одной или нескольких пар роликов с поверхностью, обеспечивающей нужный рельеф. При резке тонкого листа, как и при фрезеровании, про-

филирование обеспечивается рельефной заточкой инструмента. При изготовлении фибры из расплава с помощью быстровращающегося, частично погруженного в расплав барабана, профилирование обеспечивается формой канавки.

В России технические условия разработаны на фибру из листа, из отработанных канатов, фрезерованную фибру и фибру из проволоки [1,3]. По имеющейся у авторов информации, на сегодняшний день официально действуют нормативные документы только на два типа фибр - фрезерованную и резанную из листа.

И ранее разработанные, и ныне действующие технические условия содержат требования к конкретному виду стальных фибр, учитывающие особенности рассматриваемого конкретного вида.

Практическое применение стальных фибр, по мнению авторов, требует несколько иного подхода. Сталефибробетон применяется для различных целей. В одних случаях в большей степени используется его высокая ударная вязкость (комнаты хранения ценностей, фундаменты прессового оборудования, плиты трамвайных путей и т.д.). В других - повышенная износ- и морозостойкость (дорожные и аэродромные покрытия и др.). В третьих - высокое временное сопротивление растяжению и изгибу (тонкостенные конструкции, кольца, трубы и пр.).

Различные эксплуатационные и технологические характеристики сталефибробетона обеспечиваются применением фибр с различными характеристиками. К ним, прежде всего, следует отнести механические показатели: временное сопротивление растяжению, модуль упругости, относительное удлинение и геометрические характеристики: длина фибр, соотношение длины и диаметра (приведенного диаметра), наличие анкеров, форма и площадь поперечного сечения, состояние поверхности, наличие шероховатостей, насечки, покрытия.

При обеспечении одинаковых вышеперечисленных характеристик способ производства стальной фибры особого значения не имеет.

Нормативная документация, регламентирующая характеристики стальной фибры, представлена пре-

имущественно техническими условиями. Практически все технические условия на стальную фибру содержат лишь ограничения по нижнему допустимому временному сопротивлению при растяжении. Для стальной фибры из листа - это 250 МПа, для фибры из проволоки - 690 МПа, для фибры из канатов - 800 МПа.

При проектировании различных типов конструкций в расчетах учитывается информация о временном сопротивлении фибр при растяжении. В связи с этим, думается, целесообразно классифицировать фибры по временному сопротивлению при растяжении с шагом 100 МПа, начиная от 300 до 1200 МПа.

При маркировке фибр по классам на первом месте следует размещать индекс, обозначающий способ производства, затем временное сопротивление растяжению.

Для проволочной фибры предлагается индекс - П, для фибры из листа - Л, для фибры из канатов - ПК, для фрезерованной - Ф, для токарной фибры - Т, для фибры из расплава - Р.

В известных технических условиях [1] в маркировке приводятся либо размеры сечения в мм (для фибры из листа), либо длина и диаметр в мм (для фибры из канатов), либо группа по размеру с буквенной индексацией (для проволочной фибры). Предлагается в маркировке фибры приводить длину и диаметр, в мм.

Еще одной важной характеристикой при проектировании СФБ конструкций является величина сцепления фибр с бетонной матрицей. Эту характеристику определяют расчетным путем по различным методикам, значительно отличающимся друг от друга, в том числе и результатами, при одинаковых исходных данных [2]. Величина сцепления зависит от большого числа факторов: длины заделки фибры в матрицу, состояния ее поверхности, наличия покрытия, наличия и типа анкерных устройств, формы поперечного сечения, формы самой фибры и т.д.

Авторы предлагают величину сцепления определять экспериментально по специальной методике [2] и вводить эту величину в маркировку фибр в МПа.

Таким образом, пример предлагаемой маркировки фибр может быть представлен следующим образом:

ФП 500 - 50 – 05 - 2,5.

Здесь ФП — фибра из проволоки; 500 - временное сопротивление растяжению, МПа; 50 — длина, мм; 05 - диаметр, мм; 2,5 — ( $\tau_c$ ) сцепление фибр с матрицей, МПа.

В настоящей работе предлагается классифицировать стальную фибровую арматуру для дисперс-

ного армирования бетонов не с позиций ее изготовления (по некоторым конструктивным и геометрическим характеристикам), а с позиций проектирования элементов конструкций, технологии их производства и приготовления СФБ смеси.

### Библиографический список

1. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций. - М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. - 148 с.

2. Шабловский Е.А. Стальные фибры для дисперсного армирования бетонных конструкций. //Обзорная информация Сер. : Конструкции жилых и общественных зданий. Технология индустриального домостроения. /ВНИИТАГ Госкомархитектуры. - М.: 1990. - Выпуск 4. 61 с.

3. Фибра стальная для дисперсного армирования бетона. ТУ 1276 - 001-40610949-95. М.: 1995.

4. Стальная фибровая арматура. Отчет о патентных исследованиях № 40/86/161. Инв. N 12454. Челябинск, 1987. 48 с.

---

## В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

---

А.Г. ТАМРАЗЯН, д-р техн. наук, проф. (МГСУ); И.В. ДУДИНА, канд. техн. наук (БрГТУ)

# Учет нелинейных свойств материалов при расчете конструкций со смешанным армированием

Применение смешанного армирования в железобетонных конструкциях зачастую продиктовано производственной необходимостью замены одного класса арматуры, ввиду ее отсутствия, другим. При этом актуальной задачей так же, как и при проектировании конструкций со смешанным армированием, является рациональный выбор класса ненапрягаемой арматуры в зависимости от класса напрягаемой и степени ее преднапряжения. Существующие методы расчета конструкций со смешанным армированием, базирующиеся на СНиП 2.03.01-84\*, не позволяют оптимально решить эту задачу, так как в случае применения арматуры с различными параметрами сцепления не учитывают возможность перераспределения усилий между напрягаемой и ненапрягаемой арматурой. Целесообразно эту проблему решать с учетом деформативных свойств арматуры и бетона.

В ряде работ, посвященных теоретическим и экспериментальным исследованиям конструкций со смешанным армированием, приводятся рекомендации по подбору ненап-

рягаемой арматуры при заданном классе напрягаемой, которые позволяют учитывать разные модули упругости в смешанной арматуре и различное ее расположение по высоте сечения. Однако наличие эмпирических зависимостей усложняет расчет и не позволяет дать объективную оценку напряженно-деформированного состояния конструкций в эксплуатационной и предельной стадиях.

Данную задачу можно решить достаточно точно с помощью моделей, учитывающих непосредственно нелинейные свойства материалов, благодаря чему удается получить сближение расчетной и физической моделей. Физическая нелинейность учитывается на основе полных диаграмм деформирования арматуры и бетона и их трансформаций в зависимости от трещинообразования и других факторов. Такой подход позволяет с единых позиций рассчитывать конструкции по прочности и деформациям с учетом нелинейных свойств материалов при любых сочетаниях внешних усилий и выполнять их оптимизацию. Это объясняется тем, что расчет за пре-

делом упругой работы конструкций дает возможность выявить резервы снижения их материалоемкости, создаваемые расчетом по упругой стадии, обеспечив тем самым существенную экономию.

Для полного анализа напряженно-деформированного состояния конструкций с целью их последующей оптимизации необходимо выбрать оптимальную расчетную модель, учитывающую нелинейные свойства материалов и способ описания их диаграмм деформирования. В настоящее время выдвинуто немало предложений по построению диаграмм деформирования бетона и арматуры, а также способы их учета при расчетах конструкций. Наибольший интерес представляют такие способы, которые позволяют единообразно описывать диаграммы деформирования бетона и арматуры, например, аппроксимация диаграмм в виде сплайн-функций или по способу переменных секущих модулей. Как показывают выполненные исследования, оба эти способа хорошо согласуются с экспериментальными данными.

В данной работе рассматрива-

ется расчет конструкций со смешанным армированием с учетом нелинейных свойств материалов по модели, построенной на условиях равновесия дискретного сечения [1]. Расчет по нормальным сечениям при любых нагрузках основывается на достаточно строгих предпосылках, имеет компактную универсальную и удобную для реализации на ЭВМ математическую форму. В основу расчета конструкций со смешанным армированием по предлагаемой методике положена дискретная модель фактического сечения конструкции: поперечное сечение любой формы разбивается на  $n$ -ое число элементарных участков бетона и  $k$ -ое число участков арматуры, равное числу продольных стержней арматуры.

Условия равновесия внешних и внутренних сил на любом этапе нагружения записываются в виде

$$\{F\} = [R(\{F\}, S)] \times \{U(\{F\}, S)\}, \quad (1)$$

где  $\{F\} = \{N_x, M_x, M_y\}^T$  - вектор-столбец внешних сил, принимаемый в зависимости от схемы нагружения;

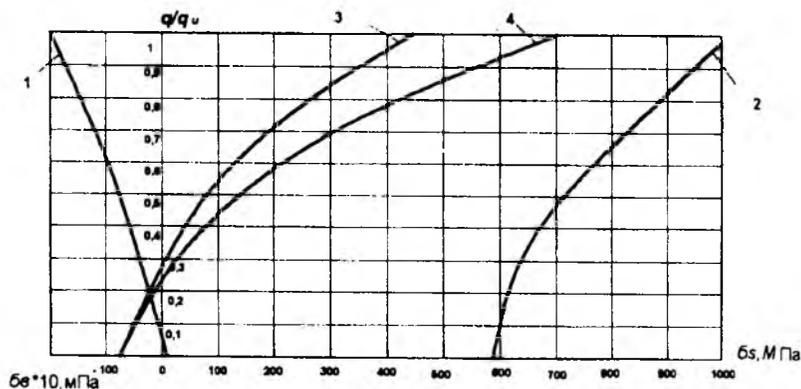
$\{U(\{F\}, S)\} = \{\varepsilon_x, k_x, k_y\}^T$  - вектор-столбец деформаций, являющихся функцией внешних сил  $\{F\}$  и геометрических параметров сечения  $S$ ;  $[R(\{F\}, S)]$  - матрица жесткости для нормального сечения, являющаяся функцией  $\{F\}$  и  $S$ .

Расчет с учетом нелинейности железобетона выполняется шагово-итерационным способом, реализуя метод упругих решений (см. рисунок). Аппроксимация диаграмм деформирования бетона и арматуры выполнена по способу секущих модулей, при этом принимается следующая зависимость

$$\sigma_m = E_m \cdot \varepsilon_m \cdot \nu_m, \quad (2)$$

где  $m=s$  для диаграммы арматуры,  $m=b$  (bt) для диаграммы сжатия (растяжения) бетона;  $\nu_m$  - коэффициент, учитывающий упруго-пластические свойства материалов.

Таким образом, учет особенностей деформирования материалов конструкций со смешанным армированием позволяет приблизить теоретические прогнозы к реальному поведению конструкций под нагрузкой. Это дает возможность выявить скрытые резервы снижения матери-



### Изменение напряжений в бетоне и арматуре для плиты ЗПГ6-5Ат-V

1 - в бетоне; 2 - в напрягаемой арматуре класса Ат - V; 3 - в ненапрягаемой арматуре класса А - III; 4 - в ненапрягаемой арматуре класса Ат - V

алоемкости конструкций и выполнить оптимизацию их армирования. Проведенные теоретические и экспериментальные исследования ребристых плит со смешанным армированием показывают, что расчет по дискретной модели с учетом диаграмм деформирования материалов более точно описывает развитие прогибов и трещин при кратковременном нагружении, чем СНиП 2.03.01-84\*.

На основе рассмотренной дискретной модели была разработана программа в среде программирования Visual Basic, с помощью которой был выполнен численный эксперимент по эффективности использования в ребристых плитах размером 3х6 м ненапрягаемой арматуры разных классов ( $\varnothing 12$  Ат-V и  $\varnothing 18$  А-III). График развития напряжений в бетоне, в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре (2 варианта) представлен на рисунке.

В результате выполненного анализа было установлено, что в момент разрушения в ненапрягаемой арматуре класса А-III (вариант I) напряжения достигают предела текучести, в ненапрягаемой арматуре класса Ат-V (вариант II) - всего лишь 0,6...0,7 временного сопротивления разрыву. Это свидетельствует о недоиспользовании прочностных возможностей данной ненапрягаемой арматуры, что может служить причиной хрупкого внезапного разрушения конструкции. С позиции обеспечения безопасности, такой вариант армирования непри-

емлем. Эффективность смешанного армирования достигается в том случае, когда ненапрягаемая арматура, вступающая в работу позже напрягаемой, успевает полностью реализовать свою прочность.

Таким образом, расчеты конструкций со смешанным армированием по данной модели могут служить критерием рационального выбора ненапрягаемой арматуры в зависимости от напрягаемой и уровня ее преднапряжения. Достоверность этого критерия подтверждается вероятностным расчетом по разработанной программе NADI[2]. Применяя вероятностные алгоритмы на основе диаграмм, можно в результате интервального оценивания проверить как упругую, так и упруго-пластическую стадии работы конструкции, что позволяет более точно выполнить оптимизацию армирования.

### Библиографический список

1. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов / Совершенствование методов расчета статически неопределимых ж/б конструкций. - М.: НИИЖБ - 1987 - С.4-24.
2. Дудина И.В., Тамразян А.Г., Васильев К.Г. Программа по вероятностному расчету плит со смешанным армированием с учетом деформирования материалов (NADI) / Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ N2001611230.-М.: РосПатент.-2001.

# Расчет железобетонных конструкций с предварительно напряженной и ненапрягаемой арматурой с использованием диаграммы "момент-кривизна"

Среди методов расчета железобетонных изгибаемых элементов большую группу составляют так называемые алгоритмические, позволяющие наряду с определением несущей способности оценивать параметры напряженно-деформированного состояния сечений на всех этапах работы. В алгоритмических методах расчет можно условно разделить на две части: статический расчет и определение напряженно-деформированного состояния элементов конструкций. Эти части в сумме образуют единое целое, поскольку распределение усилий зависит от распределения жесткостей, которые, в свою очередь, зависят от величины возникающих усилий.

При разработке алгоритмических методов используют зависимости типа  $M = f(\rho)$  (момент-кривизна) или  $\sigma = f(\varepsilon)$  (напряжения-деформации). Первая из них получила широкое распространение.

Детальный анализ, проведенный автором настоящей статьи, показал, что только соотношения (1) и (2) могут претендовать на достаточность обеспеченности (в пределах 0,9) параметров исходных диаграмм.

Связь между напряжениями и деформациями бетона описывается уравнениями

при  $\varepsilon_{bu} \geq \varepsilon_b \geq -R_{bt} / E_b$

$$\sigma_b = R_b \sum_{k=1}^5 a_k \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^k = R_b \left[ a_1 \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} + a_2 \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^2 + a_3 \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^3 + a_4 \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^4 + a_5 \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^5 \right]; \quad (1)$$

при  $-R_{bt} / E_b \geq \varepsilon_b \geq -\varepsilon_{btu}$

$$\sigma_b = \psi_{bt} R_{bt}; \quad (2)$$

где  $\psi_{bt}$  – коэффициент, учитывающий уменьшение усилий, которые воспринимает растянутый бетон за счет развития в нем трещин.

Связь между напряжениями и деформациями арматуры описывается уравнением

$$\sigma_s = E_s' (\varepsilon_s - \varepsilon_{sp}) + \Delta \sigma_s; \quad (3)$$

где  $E_s'$  и  $\Delta \sigma_s$  – параметры, определяемые в зависимости от уровня напряжений и вида арматуры.

Все параметры, входящие в эти зависимости, подробно приведены и проанализированы в работе [2].

Кроме того, обобщение экспериментальных данных собственных исследований, а также исследований других авторов, позволяет предложить формулы [3] для определения характерных параметров диаграммы  $\sigma_b - \varepsilon_b$

$$E_b = [54,6 R_b / (R_b + 20)] \cdot 10^3 \quad (4)$$

$$\varepsilon_{bR} = [235 - 81 / (1 + 7,75 \cdot 10^4 \cdot R_b^2)] \cdot 10^{-5} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{bu} = [235 + 320 / (1 + R_b^3 \cdot 6 \cdot 10^{-5})] \cdot 10^{-5} \quad (6)$$

$$\sigma_{bu} / R_b = 1,333 - \varepsilon_{bu} / (3 \cdot \varepsilon_{bR}) \quad (7)$$

Для построения такой диаграммы были использованы данные, полученные автором [1]. Учитывая, что в процессе испытаний бетонных призм не была получена нисходящая ветвь диаграммы, недостающие параметры в соотношении (1) получены по рекомендациям [4] с учетом реальных значений прочности и деформативности исходного бетона. Расчетные параметры для построения диаграмм состояния бетона и арматуры приведены в табл. 1 и 2.

Таблица 1

Исходные данные для расчета диаграмм  $\sigma - \varepsilon$  бетона

Серия	$R_b$ , МПа	$R_{bt}$ , МПа	$E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа	$\varepsilon_{bR} \cdot 10^5$ , МПа	$\varepsilon_{bu} \cdot 10^5$ , МПа
I	47,4	4,06	37,2	191	258
II	48,0	4,04	37,4	191	254
III	46,0	4,02	36,1	190	268
IV	46,6	4,05	36,9	190	264
V	46,5	4,04	36,5	190	264

Серия	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$
I	1,601	0,181	-1,3559	0,766	-0,1919
II	1,588	0,1907	-1,3440	0,7621	-0,1972
III	1,623	0,159	1,3837	0,7752	-0,1793
IV	1,617	0,168	-1,3718	0,7713	-0,1847
V	1,619	0,167	-1,3777	0,7718	-0,1838

Таблица 2

Исходные данные для расчета диаграмм  $\sigma - \varepsilon$  арматуры

Класс арматуры	$\sigma_y (\sigma_{02})$ , МПа	$\sigma_u$ , МПа	$\varepsilon_{su}$ , %	$\eta$
Ø14 А-У-V	967,1	1205,2	7,26	1,15
Ø14 К-7	1558	1852,3	5,00	1,15
А-III	390,1	618,4	23,07	1,00

Примечание:  $\sigma_y (\sigma_{02}) = R_s$ ;  $\sigma_u = \eta R_s$ .

Уравнения равновесия и совместности деформаций для приведенного к общему виду сечения элемента со смешанным армированием имеют вид:

$$N_b z_h - \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} A_{sj} z_{sj} - M - N e_o = 0; \quad (8)$$

$$N_b - \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} A_{sj} z_{sj} - N = 0; \quad (9)$$

$$\varepsilon_{(b,s)(i,j)} = \pm \varepsilon_{bl} \mp \rho (h - z_{(b,s)(i,j)}), \quad (10)$$

$$\text{где } z_b = z_c + (h - \varepsilon_{bl} / \rho). \quad (11)$$

В формулах (8)...(11):  $\varepsilon_{bl}$  - относительные деформации (сжатия «+», растяжения «-») крайнего верхнего волокна бетона;  $N$  - продольная сила в сечении, которая появляется от внешнего нагружения и усилий предварительного напряжения;  $e_o$  - эксцентриситет приложения продольной силы  $N$  относительно нижней грани сечения;  $\rho$  - кривизна изогнутой оси элемента;  $\varepsilon_{(b,s)(i,j)}$  - относительные деформации  $i$ -го волокна (участка) бетона или  $j$ -го ряда арматуры элемента;  $z_{(b,s)(i,j)}$  - координата  $i$ -го волокна (участка) бетона или  $j$ -го ряда арматуры относительно нижней грани сечения;  $h$  - высота элемента.

Усилие, которое воспринимает бетон сжатой и части растянутой зоны, определяется соотношением

$$N_b = \frac{1}{\rho} \iint_{A_b} R_b \sum_{k=1}^5 a_k \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^k d\varepsilon_b dy, \quad (12)$$

где  $\rho = (\varepsilon_b - \varepsilon_{bR}) / x$  - кривизна изогнутой оси в сечении.

На основании гипотезы плоских сечений

$$dz = d\varepsilon_b / \rho; \quad dA = (d\varepsilon_b / \rho) dy \quad (13)$$

Плечо приложения усилия в бетоне относительно нейтральной оси

$$z_c = \frac{S_b}{N_b} = \frac{\frac{1}{\rho^2} \iint_{A_b} R_b \sum_{k=1}^5 a_k \frac{\varepsilon_b^{k+1}}{\varepsilon_{bR}^k} d\varepsilon_b dy}{\frac{1}{\rho} \iint_{A_b} R_b \sum_{k=1}^5 a_k \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^k d\varepsilon_b dy} \quad (14)$$

Степень сложности решения интегралов в формулах (12) и (14) зависит от сложности уравнений линий, которыми ограничивается площадь  $A_b$ . В большинстве случаев железобетонные элементы имеют сечения, у которых ширина по высоте сечения переменная и не может быть описана по всей высоте единой функцией  $z=f(y)$ . В этом случае интегрирование может быть произведено по частям сечения. Тогда в (12) и (14) интегралы заменяют на суммы интегралов

$$N_b = \frac{1}{\rho} \sum_{i=1}^n \iint_{A_b} R_b \sum_{k=1}^5 a_k \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^k d\varepsilon_b dy \quad (15)$$

$$z_c = \frac{\frac{1}{\rho^2} \sum_{i=1}^n \iint_{A_b} R_b \sum_{k=1}^5 a_k \frac{\varepsilon_b^{k+1}}{\varepsilon_{bR}^k} d\varepsilon_b dy}{\frac{1}{\rho} \sum_{i=1}^n \iint_{A_b} R_b \sum_{k=1}^5 a_k \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^k d\varepsilon_b dy} \quad (16)$$

$$N_b = \sum_{i=1}^n N_{bi} \quad (17)$$

В общем случае для расчета балок со смешанным армированием предлагается следующий алгоритм:

1. Задают начальные деформации бетона в крайнем верхнем волокне  $\varepsilon_{sl}$  и некоторое начальное значение кривизны  $\rho$ .

2. Определяют высоту части поперечного сечения элемента, где справедлива зависимость (1)  $x$

$$x = (\varepsilon_{bl} - \varepsilon_{blR}) / \rho, \quad (18)$$

если  $x > h$ , то принимают  $x = h$ .

3. Определяют усилия, которые воспринимает бетон изгибаемого элемента:

а) Зону  $x'$ , где справедлива зависимость (1), разбивают на участки бетона, у которых ширина изменяется по одной непрерывной функции и по (15) находят усилия в бетоне;

б) в соответствии с формулой (2) с учетом значения коэффициента

$$\psi_{bl} = \sqrt{\varepsilon_{btu} / \varepsilon_{b2}} \quad (19)$$

вычисляют усилия растяжения, которые воспринимает бетон. Для этого по формуле

$$\varepsilon_{btu} = -2 R_{bt} / E_b \quad (20)$$

рассчитывают граничные относительные деформации растяжения и сравнивают с относительными деформациями крайней растянутой грани  $\varepsilon_{b2}$ , полученных по формуле (10). Если  $\varepsilon_{b2} \geq \varepsilon_{btu}$ , то в формуле (2) принимают  $\psi_{bl} = 1$ . В случае  $\varepsilon_{b2} < \varepsilon_{btu}$ , в сечении появляются трещины и коэффициент  $\psi_{bl}$  рассчитывают по формуле (19). Растягивающее усилие, воспринимаемое растянутым участком бетона высотой  $h - x'$ , определяется соотношением

$$N_{bi} = \psi_{bl} R_{bi} A_{bi}, \quad (21)$$

где  $A_{bi}$  - площадь участка растянутого бетона, имеющего высоту  $h - x'$ .

в) по формуле (17) находят общее усилие, которое воспринимает весь бетон сечения.

4. Находят деформации в арматуре, используя формулу (10):

в ненапрягаемой арматуре

$$\varepsilon_{sj} = -\varepsilon_{bl} + (h - z_{sj}) \rho; \quad (22)$$

в напрягаемой арматуре

$$\varepsilon_{sj} - \varepsilon_{spj} = -\varepsilon_{bl} + (h - z_{sj}) \rho. \quad (23)$$

5. Вычисляют усилия в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре по деформациям

$$N_{sj} = \varepsilon_{sj} E_{sj} A_{sj} \quad (24)$$

6. Проверяют условие (9). Если условие не выполняется с заданной точностью, принимают новое значение  $\varepsilon_{bl} = \varepsilon_{bl} + \Delta\varepsilon_{bl}$ . При этом принимают  $\Delta\varepsilon_{bl} > 0$ , если значение левой части формулы (9) меньше нуля, и, наоборот, задают  $\Delta\varepsilon_{bl} < 0$ , если значение левой части формулы (9) больше нуля. Расчет по п.п. 2...5 повторяют до тех пор, пока условие (9) не будет выполняться с заданной точностью.

7. Рассчитывают координаты центра тяжести относительно нейтральной оси эпюры напряжений каждого участка бетона в соответствии с формулой (16). Координаты центров тяжести эпюр напряжений растянутых зон сечения, где не образуются трещины и где трещины образуются рассчитывают как для пластинки, масса которой равномерно распределена по ее площади.

Сопоставление расчетных и опытных значений прочности,  
трещиностойкости и деформаций балок со смешанным армированием

Серии Балок	Прочность, $M_u$ , кНм		Трещиностой- кость, $M_{crc}$ , кНм		Ширина раскрытия тре- щин $a_{crc}$ , мм		Прогибы, $f$ , мм			
	опыт	расчет	опыт	расчет	опыт	расчет	$M/M_u=0.66$		$M/M_u=1$	
							опыт	расчет	опыт	расчет
I	123	109,6	43,5	44,9	0,250	0,267	12,2	13,8	40,00	35,80
II	120	105,1	43,0	44,3	0,150	0,185	9,40	9,70	36,00	36,60
III	122	110,4	54,0	54,0	0,110	0,165	8,60	7,90	31,64	33,10
IV	122	108,7	31,0	32,0	0,280	0,360	16,7	17,4	45,00	39,90
V	111	97,9	29,0	27,4	0,145	0,162	9,20	9,40	47,00	43,60

Примечание: Ширину раскрытия трещин определяли по приращениям деформаций в арматуре по формуле  $a_{crc} = (\varepsilon_s - \varepsilon_{sp}) l_{crc}$ .

8. По (11) определяют плечо равнодействующей усилий в бетоне относительно крайней нижней грани сечения.

9. Проверяют условие (8). Если условие не выполняется с заданной точностью, принимают новое значение  $\rho = \rho + \Delta\rho$ . При этом задают  $\Delta\rho > 0$ , если значение левой части формулы (8) меньше нуля, и, наоборот, -  $\Delta\rho < 0$ , если значение левой части формулы (8) больше нуля. Расчет по п.п. 2...8 повторяют до тех пор, пока условие (8) не будет выполнено с заданной точностью.

Диаграмма "момент-кривизна", построенная таким способом, позволяет определить напряженно - деформированное состояние изгибаемых элементов со смешанным армированием на всех стадиях нагружения вплоть до разрушения.

По результатам теоретических исследований с реализацией диаграммного метода расчета составлена итоговая табл.3, определяющая степень отклонения полученных расчетных и опытных данных.

Результаты сопоставления, приведенные в табл.3 показывают, что предлагаемый способ расчета количественно и качественно достаточно точно отражает напряженно-деформированное состояние балок со смешанным армированием за весь период их работы - от первого приложения нагрузки вплоть до разрушения.

### Библиографический список

1. Байрамуков С. Х. Несущая способность, трещиностойкость и деформативность железобетонных изгибаемых элементов со смешанным армированием при статических и повторных нагружениях. Дис... канд. техн. наук. - М.: МИСИ, 1991. - 220 с.

2. Байрамуков С. Х. Оценка надежности железобетонных конструкций со смешанным армированием. М.: Academia, 1998. - 168 с.

3. Бамбура А.Н. Развитие методов оценки напряженно - деформированного состояния и несущей способности железобетонных конструкций на основе реальных диаграмм деформирования материалов//Научно-практические проблемы современного железобетона. Первая всеукраинская научно-техническая конференция. Сб.тезисов. - Киев: ГосНИИСК, 1996. -С.36-39.

4. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / А. Н. Бамбура, А. Я. Бачинский, Н. В. Журавлева, И. Н. Пешкова - НИИСК, 1987 - 25 с.

### Уважаемые читатели!

Продолжается подписка на журнал "БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН" на второе полугодие 2003 г.

Сведения о подписке содержатся в Объединенном каталоге (он зеленого цвета) "Пресса России".

Подписной индекс 70050.

Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений.

Тел. для справок 292-6205, 703-9762.

## Прочность коротких железобетонных колонн при кручении

В работе [1] была получена формула по оценке прочности железобетонных элементов прямоугольного сечения при кручении.

Дальнейшие исследования показали, что формула после внесения необходимых корректив может быть распространена на расчет прочности элементов коробчатого, кольцевого, круглого, таврового и двутаврового сечений. Наличие такой формулы позволило разработать на основе метода графиков взаимодействия методики оценки прочности железобетонных элементов, подвергнутых совместному действию кручения с изгибом [2].

На практике встречаются элементы, которые могут испытывать сжатие с кручением, например, опоры ЛЭП при одностороннем обрыве проводов, и поведение таких элементов представляет определенный интерес.

Предполагается, что при совместном действии сжатия с кручением предельная область будет ограничена теми же линиями, что и при изгибе с кручением [2].

Для проверки этой версии были использованы опытные данные, полученные в работе [3], которая посвящена изучению поведения железобетонных элементов, подвергнутых сжатию с кручением. Было изготовлено и испытано 25 образцов коротких колонн прямоугольного сечения размером 14x19x98 см. Все элементы были армированы четырьмя продольными стержнями диаметром 9,5 мм с пределом текучести  $\sigma_s = 330$  МПа. Поперечная арматура в виде замкнутых хомутов располагалась с шагом 7,6 см. Для изготовления хомутов была использована арматурная сталь диаметром 6,2 мм с пределом текучести  $\sigma_{sw} = 246$  МПа. Опытные образцы были изготовлены из тяжелого бетона классов В47...В58. В день испытания для каждого опытного образца определялась прочность бетона.

Испытания проводили на специальной опытной установке, позволяющей осуществлять независимое нагружение сжатия и кручения.

Три опытных образцов были испытаны на сжатие, четыре – на кручение, остальные – на сжатие с кручением при соотношении разрушающих силовых факторов  $P_{TU}/T_{PU}$ , меняющемся от 0,3 до 1,25.

Для образцов, испытанных на сжатие, в предположении отсутствия влияния продольного изгиба было осуществлено сравнение опытной разрушающей силы  $P_U$  с расчетной, полученной по формуле

$$P = AR_b + \sigma_s A_{s, tot} \quad (1)$$

Оказалось, что среднее значение отношения  $P_U/P$  составило 1,09 при максимальных отклонениях – 2...+19%.

Для образцов, подвергнутых сжатию с кручением, кроме отношений  $P_{TU}/P$ , которые изменились от 0,1 до 0,77, были определены значения  $T_{PU}/T$ , где величина несущей способности на кручение  $T$  определялась по формуле, предложенной в работе [1]. Анализ этих расчетов показал, что сжатие существенно повышает несущую способность элемента на кручение.

При кручении образуется блочно – стержневая система, в которой бетонные блоки работают на сжатие, а продольная и поперечная арматура испытывают растяжение. В этом случае сжатие вдоль оси элемента, как и продольная арматура, препятствует продольным деформациям системы. Это позволяет влияние сжатия учесть путем введения величины сжимающей силы  $P_{TU}$  в формулу, по которой определяется силовая интенсивность продольного армирования

$$q_s = \frac{\sigma_s A_{s, tot} + P_{TU}}{2(b_s + h_s)} \quad (2)$$

Расчет несущей способности на кручение  $T$  с учетом поправки (2) и расположение опытных точек с координатами  $T_{PU}/T$  и  $P_{TU}/P$  позволяет ограничить предельную область при совместном действии сжатия с кручением линиями, описываемыми формулами:

$$\text{при } P_T/P < 0,5, \quad T_P = T; \quad (3)$$

$$\text{при } P_T/P \geq 0,5 \text{ и } T_P/T \geq 0,5, \quad P_T/P + T_P/T = 1,5; \quad (4)$$

$$\text{при } T_P/T < 0,5, \quad P_T = P. \quad (5)$$

Сравнение опытных данных с расчетными, полученными по формулам (3), (4) и (5), показало, что их отношения составили – 11...+33% при среднем значении 1,04, что можно признать вполне приемлемым.

### Выводы

1. Осевое сжатие существенно повышает несущую способность железобетонного элемента на кручение.
2. Предельная область при сжатии с кручением имеет ту же форму, что и при изгибе с кручением.

### Библиографический список

1. Касаев Д.Х. Прочность элементов прямоугольного сечения при кручении // Бетон и железобетон. – 1987. – № 12 – с.23.
2. Касаев Д.Х. Прочность элементов железобетонных конструкций при кручении и изгибе с кручением. Ростов н/Д: Издательство Ростовского университета, 2001. – 176с.
3. Bishara A. and Peir J- C. Reinforced Concrete Rectangular Columns in Torsion. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. N<sub>0</sub> ST12, Proc. Paper 6305, Dec., 1968, pp. 2913 – 2933.

А.И. ВАСИЛЬЕВ, канд. техн. наук (ЦНИИС)

## Вероятностные оценки срока службы эксплуатируемых автодорожных мостов в условиях коррозии арматуры

В последние годы резко возрос интерес к прогнозированию срока службы железобетонных мостовых конструкций. Это вызвано, прежде всего, неудовлетворительным состоянием многих железобетонных мостов, которые уже после 30-40 лет эксплуатации достигают критической степени физического износа. Отметим, что аналогичная ситуация складывается и за рубежом [1].

Исследования проблемы долговечности железобетонных мостов ведутся с различных исходных позиций, что позволяет надеяться на освоение в конечном счете надежных методов оценки долговечности мостов и рациональных способов увеличения их срока службы.

В настоящее время имеют место два принципиальных направления исследований по этому вопросу.

Первое основывается главным образом на изучении и обобщении опыта эксплуатации железобетонных мостов, анализе износа и остаточного ресурса прочности и выносимости различных конструктивных элементов, построении соответствующих теоретических и эмпирических зависимостей. Это направление получило реализацию в работах [2-4] и в ряде других. Важным этапом в этих исследованиях было создание в 2001 году "Методики расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов", утвержденной Минтрансом РФ [5]. За рубежом также имеются серьезные подобные исследования [6-7].

Второе направление использует вероятностный подход к деградационным процессам применительно к конкретным сооружениям. Укажем для примера на работы [8, 9], в которых анализируются с вероятностных позиций карбонизация бетона и диффузия хлоридов с учетом климатических и сезонных агрессивных воздействий на конструкции.

Автором предлагаются три модели вероятностной оценки остаточного срока службы железобетонных мостовых конструкций, в которых используются статистические данные исследований толщины защитного слоя, а также процессов карбонизации бетона, диффузии хлоридов в бетоне, а также коррозии арматуры в конкретной конструкции.

Первая и вторая модели, разработанные в сотрудничестве с д.т.н. А.М.Подвальным (НИИЖБ), основываются на построении доверительных интервалов пересчетных выше случайных факторов [1].

**Первая модель** строится следующим образом:

1) По результатам измерений определяется мини-

мальная толщина защитного слоя бетона с принятой обеспеченностью (обычно  $P = 0,95$ ) путем построения доверительного интервала и исходя из ее вероятностного распределения по нормальному закону

$$\min h_{3c} = m_{3c} - \gamma \cdot \sigma_{h_{3c}}, \quad (1)$$

где  $m_{3c}$  – среднее (как правило, проектное) значение толщины защитного слоя;  $\gamma$  – число стандартов, на которое надо отступить от среднего значения, чтобы обеспечить заданную вероятность ( $\gamma = 1,64$  при  $P = 0,95$ );  $\sigma_{h_{3c}}$  – стандарт распределения толщин защитного слоя.

2) Строится доверительный интервал для глубины карбонизации бетона ( $h_{\text{карб}}$ ), в дальнейшем анализе используется его верхняя граница

$$\max h_{\text{карб}} = m_{\text{карб}} + \gamma \cdot \sigma_{h_{\text{карб}}} \quad (2)$$

Известно, что процесс карбонизации бетона во времени описывается зависимостью

$$h_{\text{карб}} = A \sqrt{\tau}, \quad (3)$$

где  $\tau$  – срок эксплуатации моста (годы);  $A$  – эмпирический коэффициент, равный

$$A = \frac{\max h_{\text{карб}}}{\sqrt{\tau_{\text{обсл}}}} \quad (4)$$

( $\tau_{\text{обсл}}$  – срок эксплуатации к моменту обследования).

Стандарт распределения глубины карбонизации бетона при недостаточности статистических данных можно принимать равным  $\sigma_{\text{карб}} = 0,2 m_{\text{карб}}$ .

Далее можно определить время полной карбонизации защитного слоя бетона на участке минимальной толщины

$$\tau_{\text{карб}} = \left( \frac{\min h_{3c}}{A} \right)^2 \quad (5)$$

3) Диффузия хлоридов в бетоне описывается уравнением

$$C(h, \tau) = C_0 \left( 1 - \operatorname{erf} \frac{h}{D\tau} \right), \quad (6)$$

где  $C(h, \tau)$  – концентрация хлорид-иона на глубине  $h$  в момент времени  $\tau$ ;  $C_0$  – равновесная концентрация хлорид-иона на поверхности конструкции;  $D$  – коэффициент диффузии хлори-

дов в бетоне;  $erf$  – интеграл вероятности (табулированная величина).

Значение  $C(h, \tau)$  в формуле (6) условно принимается детерминированным с учетом того, что часть хлоридов (порядка 10-15%) связывается в бетоне на портландцементе в нерастворимую соль Фриделя, и это компенсирует отступление от среднего значения "С" к верхней доверительной границе при вероятностной оценке.

Затем из формулы (6) определяется время достижения рабочей арматуры хлоридами определенной концентрации ( $\tau_{cl}, \%$ ).

При этом в качестве критических концентраций принимаются:

0,4% от массы цемента – если карбонизация защитного слоя бетона еще не произошла;

0,2% от массы цемента – если защитный слой бетона уже прокарбонизирован.

4) Таким образом, за момент начала  $\tau_{o, кор}$  хлоридной коррозии принимается одно из трех значений

$$- \tau_{cl 0,4\%}, \text{ если } \tau_{cl 0,4\%} < \tau_{карб};$$

$$- \tau_{карб}, \text{ если } \tau_{cl 0,2\%} < \tau_{карб} \text{ и } \tau_{cl 0,4\%} > \tau_{карб};$$

$$- \tau_{cl 0,2\%}, \text{ если } \tau_{cl 0,2\%} > \tau_{карб}$$

5) Скорость коррозии арматуры принимается по опытным данным, полученным из практики, либо как средняя для данной конструкции по формуле

$$V_{кор} = \frac{\max h_{кор}}{\tau_{обсл} - \tau_{o, кор}} \quad (7)$$

где  $\max h_{кор}$  – максимальная глубина коррозии, выявленная при обследовании в момент  $\tau_{обсл}$ .

6) Снижение грузоподъемности определяют для элементов, работающих на изгиб, по степени коррозионного износа арматуры. Критерий, определяющий ресурс долговечности, задается владельцем моста.

**Вторая модель** отличается от первой тем, что и карбонизация бетона, и диффузия хлоридов рассматриваются как случайные функции времени, и момент достижения этими агрессивными процессами уровня рабочей арматуры определяется из известной формулы А.Р. Ржаницына [10]

$$\gamma = \frac{m_{зс} - m_h(\tau)}{\sigma_{зс}^2 + \sigma_h^2(\tau)} = \frac{m_{зс} - m_h(\tau)}{\sigma_{зс}^2 + \nu^2 m_h^2(\tau)} \quad (8)$$

где  $\gamma$  – "характеристика безопасности" – число стандартов, соответствующее вероятности  $P(h_{зс} > h)$ , задаваемая величина (см. выше);  $m_h(\tau)$  и  $\sigma_h(\tau)$  – среднее и стандарт распределения глубин карбонизации или диффузии хлоридов на момент  $\tau$ ;  $\nu$  – коэффициент вариации соответствующего процесса, принимается независимым от времени  $\tau$ .

Рассмотрим следующий пример, заимствованный из результатов обследования моста в Ярославской области.

В результате обследования и сбора информации определено:

- параметры защитного слоя:  $m_a = 2,8$  см;  $\sigma_a = 0,26$  см;

- карбонизация защитного слоя:  $m_h = 1,85$  см;  $\sigma_h = 0,24$  см;

- содержание хлорид-иона в поверхностном слое бетона (до глубины 1 см)  $C_o = 0,6\%$ ;

- коэффициент диффузии хлорид-иона в бетоне при  $V/C = 0,4$  принимаем  $D = 0,5$  см<sup>2</sup>/год [6];

- обеспеченность толщины защитного слоя, глубин и диффузии хлоридов принята одинаковой и равной 95%;

- разрушение защитного слоя на момент обследования отсутствует ( $S\% = 0$ );

- календарный год постройки моста - 1975, обследования - 1998.

Вычисляем характеристики, необходимые для прогноза по первой модели:

а) минимальная толщина защитного слоя с обеспеченностью 95% равна

$$a_{min} = m_a - \gamma \cdot \sigma_a = 2,8 - 1,64 \cdot 0,26 = 2,4 \text{ см};$$

б) верхняя граница доверительного интервала для глубины карбонизации бетона ( $P = 0,95, \gamma = 1,64$ )

$$\max h = m_h + \gamma \cdot \sigma_h = 1,85 + 1,64 \cdot 0,24 = 2,25 \text{ см}$$

Это означает, что в соответствии с моделью на момент обследования защитный слой не прокарбонизирован.

По формуле (4) вычислим константу карбонизации А

$$A = \frac{2,25}{\sqrt{23}} = 0,47 \text{ см/год}^{1/2}$$

Момент карбонизации защитного слоя определим по формуле (5)

$$\tau_{карб} = \left( \frac{2,4}{0,47} \right)^2 = 26 \text{ лет}$$

Это означает, что карбонизацию минимального защитного слоя можно ожидать через 3 года после обследования.

Время диффузии в бетоне хлоридов с концентрацией 0,4% до уровня рабочей арматуры можно получить из формулы (6). В нашем примере оно оказывается равным 24 годам. Таким образом, коррозия арматуры может начаться уже через год после обследования.

Рассмотрим этот пример с позиций второй модели. Для краткости проанализируем только процесс карбонизации бетона.

Коэффициент вариации глубины карбонизации равен

$$V_h = \frac{\sigma_h}{m_h} = \frac{0,24}{1,85} = 0,13$$

$$\text{Коэффициент } A = \frac{1,85}{\sqrt{23}} = 0,39$$

Решим уравнение (8) относительно  $m_h(\tau)$

$$1,64 = \frac{2,8 - m_h(\tau)}{0,26^2 + 0,13^2 \cdot m_h^2(\tau)}$$

Получаем  $m_h(\tau) = 2,32$  см и, соответственно, время карбонизации защитного слоя с заданной обеспеченностью, определяемое по формуле (5), оказывается равно

$$\tau_{\text{карб}} = \left( \frac{2,32}{0,39} \right)^2 = 35 \text{ лет}$$

Для времени достижения арматуры фронтом хлоридов определенной концентрации применяется аналогичный подход.

Сравнение результатов решения приведенного примера по первой и второй моделям показывает, что вторая, более точная модель увеличивает оценку срока наступления коррозии по сравнению с первой моделью.

**Третья модель** [11] трактует карбонизацию бетона, диффузию хлоридов в бетоне и коррозию арматуры в рассматриваемом элементе как случайные временные процессы марковского типа [12].

Моделирование случайных процессов проводится, исходя из следующих предположений:

а) сечения всех деградационных процессов в любой момент времени имеют нормальное распределение;

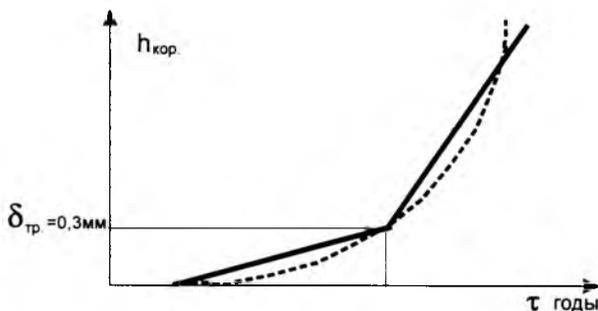


Рис.1. Аппроксимация процесса коррозии арматуры линейной функцией

б) коэффициенты вариации  $\nu$  годовых приращений постоянны во времени; это допущение корректно, поскольку факторы, влияющие на разброс интенсивности деградации бетона и арматуры, как правило, не меняются со временем, хотя сама интенсивность процессов возрастает;

в) законы развития деградационных процессов приняты такими же, как и в первых двух моделях (формулы 3,6);

г) процесс коррозии арматуры линеаризируется и представляется в виде двух участков ломаной линии — от начала коррозии до момента образования коррозионных трещин в бетоне шириной раскрытия свыше 0,3 мм; далее принимается, что скорость коррозии возрастает в 2 раза (рис. 1). По опыту такая линейная аппроксимация достаточно хорошо описывает реально имеющую место зависимость; при этом условно принимается, что коррозии подвергается только рабочая арматура наружного ряда.

Алгоритм **третьей модели** включает следующие этапы:

1) По данным обследования определяются статистические характеристики указанных процессов на данный момент, а также распределение толщины защитного слоя бетона.

2) В зависимости от момента обследования определяются статистические характеристики скорости коррозии на обоих участках ломаной (см. рис. 1). Если обследование проводится до начала коррозии, среднее значение скорости и коэффициенты вариации задаются на основе анализа усредненных опытных данных.

Если обследование проводится после начала коррозии, используют статистические данные о коррозии исследуемого элемента, полученные при обследовании.

3) Формируется временной цикл с периодом 1 год, в котором на каждый момент времени “ $\tau$ ” для всех деградационных процессов (обозначим деградационный процесс символом  $D(\tau)$ ) рассчитывают параметры распределения вероятностей их приращений

$$\text{среднее} - \Delta D(\tau) = D'(\tau)$$

$$\text{стандарт } \sigma_{\Delta}(\tau) = \nu^2 \cdot \Delta D(\tau) \quad (9)$$

Затем эти приращения складывают с соответствующими значениями деградации к этому моменту по правилам сложения случайных функций [13]

$$mD(\tau-1) + m\Delta D(\tau) = mD(\tau)$$

$$\sigma_D^2(\tau-1) + \sigma_{\Delta D}^2(\tau) = \sigma_D^2(\tau) \quad (10)$$

4) В тот же временной цикл входит оценка грузоподъемности (по изгибающему моменту) с учетом износа арматуры, которую с некоторым приближением можно выразить формулой

$$G(\tau) = 1 - \frac{\alpha \left( 1 - \frac{(d-2h_{\text{кор}}(\tau))^2}{d^2} \right)}{\beta} \quad (11)$$

где  $G(\tau)$  — грузоподъемность на момент  $\tau$  в долях проектной величины;  $\alpha$  — отношение площади арматуры наружного ряда к общей площади арматуры растянутой зоны;  $d$  — диаметр арматурного стержня;  $h_{\text{кор}}(\tau)$  — глубина коррозии на момент  $\tau$ ;

$\beta = \frac{S_{\text{вп}}}{S_{\text{полн}}}$  — отношение усилий в элементе от временной и полной нагрузок.



Рис.2. Ресурсы физического срока службы по различным критериям

$t_{обсл}$  - срок эксплуатации на момент обследования;  
 $T_i$  - физический срок службы по  $i$ -му критерию

5) Строятся квантили грузоподъемности, соответствующие выбранным критическим уровням надежности.

В качестве критериев, по которым определяется остаточный ресурс долговечности, можно, например, принять, по аналогии с [12], следующие:

- уровень надежности 0,9999 ( $\gamma = 3,8$ ),

при этом уровень грузоподъемности должен составлять  $G \leq 0,5$ , что практически означает необходимость закрытия моста;

- уровень надежности 0,999 ( $\gamma = 3,1$ ),

при этом принято, что грузоподъемность снижается в 1,5 раза, т.е. возникает необходимость серьезного ограничения движения по массе автотранспортных средств (для трехосных автомобилей – не более 15 т);

- уровень надежности 0,99 ( $\gamma = 2,5$ ),

этому должно соответствовать снижение грузоподъемности на 20% (для трехосных автомобилей ограничение по массе – 25 т).

6) Наименьший из соответствующих каждому критерию остаточный срок службы следует принять в качестве ресурса долговечности (рис.2).

С учетом определенной условности оценок и критериев целесообразно к остаточному сроку службы

ввести коэффициент надежности по долговечности. В первом приближении его можно принять равным 0,8.

В настоящее время в ЦНИИСе разрабатывается компьютерная программа, реализующая изложенный алгоритм.

## Библиографический список

1. Васильев А.И., Подвальный А.М. Прогноз коррозии арматуры железобетонных конструкций автодорожных мостов в условиях хлоридной агрессии и карбонизации. Бетон и железобетон, №6, 2002.
2. Шестериков В.И. Оценка долговечности мостов с различными конструкциями пролетных строений. Труды НТО РосдорНИИ, вып. 6. М. Информавтодор, 1993, с. 157-167.
3. Васильев А.И., Антропова Е.А., Шестериков В.И. Прогнозирование сроков службы эксплуатируемого пролетного строения. Материалы Международного симпозиума "Исследование и строительство в экстремальных условиях". Россия. М. 23-24 январь 1996 г.
4. Бондаренко В.М., Иосилевский Л.И., Чирков В.П. Надежность строительных конструкций. М. 1996 г.
5. Методика расчетного прогнозирования срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов. М. 2001. 128
6. Concrete Bridge Protection. Repair and Rehabilitation. Relative to Reinforcement Corrosion. A Methods Application Manual. Washington. 1993, 266 p.
7. Durability Design of Concrete Structures. RJLEM. Report of TC 130-CSL. Ed by A. Sarja, E. Vesikari. 1994.
8. Анисимов А.В. Моделирование процессов карбонизации и проникновения хлоридов в рамках расчета вероятности безотказной работы железобетонных элементов. Проблемы нормирования и исследования потребительских свойств мостов Труды ЦНИИС, вып. 208, М. 2002, с. 144-154.
9. Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А. Моделирование эксплуатационной надежности несущих конструкций тоннелей инженерных коммуникаций. Долговечность строительных конструкций. Материалы Международной конференции. М. 2002. с. 218-223.
10. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М. Стройиздат, 1978, 239 с.
11. Васильев А.И. Вероятностная оценка остаточного ресурса физического срока службы железобетонных мостов. Проблемы нормирования и исследования потребительских свойств мостов. Труды ЦНИИС, вып. 208, М. 2002, с. 101-120.
12. Розанов Ю.А. Случайные процессы. М. Наука, 1971.
13. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. М. Наука, 1969. 576 с.

Государственное унитарное предприятие Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) имеет в свободной продаже следующую литературу:

**В.Г.Батраков.** Модифицированные бетоны. Теория и практика, 1998. Изд. 2-е, переработанное и дополненное. Об. 768 стр. Цена 250 руб.

**С.А.Мадатян.** Арматура железобетонных конструкций, 2000. Об. 256 стр. Цена 120 руб.

**А.Ф.Милованов.** Стойкость железобетонных конструкций при пожаре, 1968. Об. 395 стр. Цена 80 руб.

**В.И.Агаджанов.** Методические рекомендации по определению экономической эффективности защиты от коррозии в строительстве, 1999. Об. 15 стр. Цена 50 руб.

**Н.И.Карпенко.** Общие модели механики железобетона, 1996. Об. 412 стр. Цена 80 руб.

Справки по телефону: 174-7665, факс 174-7776

## Вентилируемые конструкции стен для зданий с влажным режимом эксплуатации

Как известно, минимальные сроки безремонтной эксплуатации имеют стены и покрытия в зданиях с влажным режимом производственного процесса. Прежде всего это кислотные производства, производства минеральных удобрений, производственные здания вагонного хозяйства на транспорте и многие другие. В условиях непрерывных или многоциклового воздействия жидких, в большинстве своем агрессивных технологических сред в конструкциях стен и покрытий указанных зданий происходят интенсивные коррозионные разрушения арматуры, бетона и других традиционных материалов. При отсутствии антикоррозионной защиты необходимость ремонта или частичной замены разрушенных конструкций возникает уже через 5–7 лет [1, 2]. Это приводит к тому, что через 12–18 лет непрерывной эксплуатации первоначальная стоимость зданий удваивается, а в ряде случаев требуется их полная реконструкция с остановом производства [2, 3].

Натурные обследования, имеющийся опыт проектирования и коррозионностойкого строительства, а также результаты исследований убедительно доказывают высокую эффективность применения конструкций с первичной защитой от коррозии [1–4]. К ним относятся и вентилируемые конструкции стен. Показанным ниже конструктивным разработкам стеновых панелей предшествовали достаточно обширные экспериментальные исследования по обоснованию эффективных конструкционно-теплоизоляционных материалов и определению интенсивности коррозии арматуры в этих материалах в различных температурно-влажностных условиях.

Все методы защиты от коррозии в конечном счете направлены прежде всего на обеспечение такой влажности бетона, при которой не происходит коррозии арматуры. При отсутствии химических реагентов в цементных бетонах критическая влажность соответствует равновесной влажности бетона при относительной влажности окружающего воздуха 50–60%.

Визуально-инструментальными обследованиями состояния конструкций в зданиях пунктов подготовки вагонов к перевозкам (ППВ) и промывочно-пропарочных станций (ППС) было установлено, что из технологических сред указанных производств в бетон конструкций проникает значительное количество хлор-ионов, вызывающих интенсивную коррозию арматуры и снижение критического значения влажности бетона. Известно, что критическая концентрация хлор-ионов составляет 0,1–0,5% массы цемента. Снижение значения критической влажности бетона обусловлено, очевидно, двумя факторами: увеличением равновесной влажности бетона из-за гигроскопичности хлористых солей и способностью хлор-ионов депассивировать металл даже в щелочной среде с  $\text{pH}=12$ .

Интенсивность коррозии арматуры также суще-

ственно зависит от проницаемости бетона и сорбционной активности. Имеющиеся экспериментальные данные показывают, что проницаемость и сорбционная активность керамзитобетонных снижается при добавлении различных полимеров, кольматирующих часть пор и придающих бетону водоотталкивающие свойства. Особенно перспективны для применения в конструкциях стен цементно-полимерные керамзитобетоны с добавками смолы № 89 [5].

Наряду с улучшением основных конструктивных качеств технология применения цементобетонных с этой добавкой также практически не претерпевает существенных изменений, так как добавка вводится в воду затворения. Вместе с тем в цементно-полимерном бетоне при проникновении хлоридов коррозии арматуры определяется неоднозначно под влиянием снижающих (снижение проницаемости и сорбционной активности бетона) и ускоряющих (уменьшение  $\text{pH}$ -показателя водных вытяжек) факторов. Неопределенно также влияние взаимодействия полимеров и хлоридов. Поэтому определение количественных показателей интенсивности коррозии металлической арматуры в цементно-полимерном керамзитобетоне с добавкой указанной смолы в зависимости от водоцементного отношения, количества смолы, концентрации хлор-ионов в бетоне, его температуры и влажности имеет важнейшее значение для прогнозирования долговечности конструкций.

Наиболее достоверные данные по интенсивности коррозии арматуры в легких бетонах можно получить прямыми испытаниями опытных образцов. В соответствии с рабочей программой и планом эксперимента при испытаниях использовались шлифованные до 7–8 степени чистоты металлические стержни диаметром 5 мм и длиной 157 мм из стали марки Ст.3. В каждом образце размером 40x40x160 мм размещали по 4 стержня с минимальным защитным слоем бетона 10 мм. Проектное положение стержней в образцах обеспечивалось торцевыми пластмассовыми фиксаторами. Для исследованных составов конструкционного керамзитобетона использовали белгородский цемент М400, волжский песок и керамзит фракции 5–10 мм Силикатненского завода ЖБИ (г.Подольск).

Смолу № 89 в виде водного раствора и добавки хлористого кальция вводили в бетон вместе с водой затворения. Бетонную смесь в формах уплотняли на стандартном лабораторном вибростолу в течение 10–15 с. После 3-часовой выдержки проводили термообработку образцов в лабораторной камере по режиму: 3 ч — постепенный подъем температуры до 80–90°C, 8–10 ч — термообработка при температуре 80–90°C, 3 ч — постепенное понижение температуры до 30–40°C. После распалубки образцы взвешивали и сушили при температуре 105±2°C в течение 170–180 ч до установ-

ления постоянного веса. Этот прием позволяет за сравнительно короткое время приостановить процесс коррозии арматуры и повысить однородность степени коррозии. После сушки образцы взвешивали и хранили в полиэтиленовых мешках.

Неоднократное взвешивание образцов необходимо для контроля за однородностью результатов того или иного воздействия. Перед установкой образцов в эксикаторы и производственные среды из каждой серии разбивали по три образца и оценивали степень коррозии стержней в них. Определяли также остаточную после сушки влажность бетона каждого образца и изотермы сорбций бетона каждой серии. Перед установкой в эксикаторы в соответствии с известными изотермами образцы насыщали влагой до необходимой массовой влажности в полиэтиленовых мешках. Образцы в эксикаторах с относительной влажностью воздуха 30, 40, 50, 60, 70 и 80% выдерживали в течение  $365 \pm 5$  дней при температурах  $21 \pm 2^\circ\text{C}$  и  $40 \pm 3^\circ\text{C}$ . В момент извлечения образцов из эксикаторов и производственных сред определяли весовую влажность бетона каждого образца.

Степень коррозии каждого стержня определяли по массе прокорродировавшего металла взвешиванием с точностью до 0,0001 г до заформовки и после протравливания извлеченных из образцов стержней. Стержни травили в 10%-ном растворе соляной кислоты добавкой 1% гексаметилентетрамина. По разности показателей коррозии стержней до установки в эксикаторы и после извлечения из них проводили обработку результатов эксперимента. Определяли также кубиковую прочность бетона выбранных составов.

Данная методика позволила повысить однородность результатов по сравнению с традиционной и в 1,5–2 раза сократить время эксперимента вследствие обеспечения равновесной влажности бетона с окружающей средой. Общий объем экспериментальной работы по исследуемому вопросу также значительно снижен путем применения известного метода планирования эксперимента. В составах конструкционного керамзитобетона варьировались три основных фактора (табл. 1).

Обозначенная четвертым фактором температура ( $X_4$ ) была принята постоянной для первой половины объема эксперимента на уровне  $21 \pm 2^\circ\text{C}$ , а для второй половины образцов тех же серий — на уровне  $40 \pm 3^\circ\text{C}$ .

В составах без добавок критическая влажность бетона соответствует 40–50% относительной влажности окружающего воздуха. Во всех исследованных составах керамзитобетона интенсивность коррозии резко падает при 40–30% относительной влажности воздуха. Полученные результаты изменения интенсивности кор-

розии показывают, что при наличии добавок критическая относительная влажность находится в пределах 30–45% при температуре  $21 \pm 2^\circ\text{C}$  и 25–35% — при температуре  $40 \pm 3^\circ\text{C}$ .

Экспериментом выявлено, что интенсивная коррозия арматуры происходит при влажности бетона, соответствующей 30–40% относительной влажности воздуха. Нижняя граница критической влажности воздуха практически не зависит от температуры. Это, очевидно, объясняется незначительным влиянием температуры на сорбционные свойства бетона исследуемого состава при невысокой относительной влажности воздуха.

Интенсивность коррозии с повышением температуры возрастает тем больше, чем выше влажность бетона. Зависимость степени коррозии от относительной влажности воздуха носит ярко выраженный нелинейный характер.

Анализ результатов показал, что эта зависимость от весовой влажности бетона приближается к линейной. Очевидно, в исследуемой области с повышением влажности бетона происходит пропорциональное увеличение количества микрогальванических пар по всей поверхности стержня, и продукты коррозии не оказывают существенного тормозящего влияния. В целях более полного и наглядного выявления всей картины влияния выбранных факторов на коррозию арматуры при проведении эксперимента интервалы варьирования переменных  $X_2$  и  $X_3$  были увеличены до  $\pm 1,25$ , что позволило за счет дополнительных 6 серий образцов установить более значительное влияние на коррозию количества хлор-ионов в составе исследуемого бетона.

По разнице средних показателей коррозии после выдержки в эксикаторах и непосредственно после изготовления образцов определяли интенсивность коррозии металла в исследуемых составах. Для более полного анализа влияния В/Ц ( $X_1$ ), количества смолы ( $X_2$ ), и хлористого кальция ( $X_3$ ) в результате обработки всех экспериментальных данных при помощи системы "DYPLEX" были получены математические модели, характеризующие коррозию арматуры, площадь коррозии поверхности стержней и глубину коррозионных язв сразу после изготовления образцов. Математические модели, характеризующие интенсивность коррозии после выдержки образцов в эксикаторах, были построены отдельно для двух уровней температуры и пяти уровней относительной влажности воздуха. В частности, при  $t = 21 \pm 2^\circ\text{C}$  и при  $j = 30\text{--}70\%$  получен полином следующего вида

$$y = 83,473 - 15,832 X_1 + 48,932 X_3 + 28,516 X_4 + \\ + 25,666 X_2^2 + 9,183 X_1 X_2 - 18,645 X_2^3 + \\ + 15,532 X_3 X_4 - 4,956 X_2^4 \text{ [г/м}^2 \text{ год];}$$

при  $t = 21 \pm 2^\circ\text{C}$  и  $j = 40\text{--}80\%$ :

$$y = 99,965 - 24,722 X_1 + 65,331 X_3 + 24,915 X_4 + \\ + 29,126 X_2^2 - 17,367 X_1 X_2 + 16,913 X_2^3 - \\ - 36,319 X_2^4 + 9,951 X_3 X_4 \text{ [г/м}^2 \text{ год];}$$

Таблица 1

Факторы	Кодированная переменная	Уровни (интервалы варьирования)		
		-1	0	+1
Водоцементное отношение В/Ц	$X_1$	0,5	0,6	0,7
Добавка смолы № 89	$X_2$	0,2%	1%	1,8%
Добавка хлористого кальция (хлор-ионы)	$X_3$	0,4%	2%	3,6%
Температура	$X_4$	$20^\circ\text{C}$	$30^\circ\text{C}$	$40^\circ\text{C}$

при  $t = 40 \pm 3^\circ\text{C}$  и  $j = 30 - 70\%$ :

$$y = 222,94 - 29,039 X_1 + 63,894 X_3 + 51,419 X_4 + \\ + 28,791 X_1^2 - 80,760 X_3^2 + 22,363 X_3 X_4 - \\ - 10,988 X_4^2 \text{ [г/м}^2 \text{ год];}$$

при  $t = 40 \pm 3^\circ\text{C}$  и  $j = 40 - 80\%$ :

$$y = 257,76 - 39,749 X_1 + 92,734 X_3 + 44,218 X_4 + \\ + 39 X_2^2 - 103,254 X_3^2 + 20,14 X_3 X_4 \text{ [г/м}^2 \text{ год].}$$

Качественный и количественный анализ математических моделей позволяет сделать следующие выводы.

Во-первых, наибольшее влияние на коррозию арматуры оказывает концентрация хлор-ионов и В/Ц; влияние смолы № 89 в 5–10 раз слабее влияния двух других факторов; совместные воздействия В/Ц и смолы снижают интенсивность коррозии. Во-вторых, с увеличением В/Ц интенсивность коррозии уменьшается. Этот парадоксальный, на первый взгляд, вывод может быть объяснен тем, что в исследуемой области для данных составов бетона с увеличением В/Ц уменьшалось сорбционное влагосодержание, а следовательно, и интенсивность коррозии. В-третьих, с повышением температуры влияние концентрации хлор-ионов на интенсивность коррозии металла увеличивается. При этом интенсивность коррозии еще больше возрастает по мере увеличения относительной влажности воздуха.

Полученные результаты позволяют рекомендовать для применения в разрабатываемых конструкциях стен наиболее оптимальные составы цементно-полимерного керамзитобетона, а конструктивные решения выполнять более рациональным с точки зрения коррозионной сохранности арматуры. Это достигается за счет рационального регулирования температуры, влажности бетона и относительной влажности воздушной среды.

Поисковые исследования и всесторонний анализ имеющихся данных показал, что указанная цель наиболее успешно достигается в конструкциях стен с вентилируемым внутренним слоем из крупнопористого керамзитобетона. Для обоснования практических рекомендаций по внутреннему вентилируемому слою были также выполнены целенаправленные эксперименты.

Имеющимися исследованиями было подтверждено, что наиболее стабильные и высокие теплозащитные и антикоррозионные качества имеют составы крупнопористых бетонов на полимерном связующем [6]. Для среднего слоя вентилируемых конструкций основной характеристикой крупнопористого бетона является коэффициент воздухопроницаемости.

Воздухопроницаемость бетонов зависит от количества и диаметра сквозных пор, давления, температуры и влажности фильтрующегося воздуха, а также от некоторых других факторов. Сквозную пористость обычно определяют заполнением их объема жидкостью. Поскольку в цементных керамзитобетонах точность измерения сквозной пористости значительно снижается из-за поглощения части заполняемой влаги, достоверность опытных данных сравнительно невысока. С учетом указанных свойств крупнопористого керамзи-

Таблица 2

Фракция керамзита, мм	Насыпная объемная масса, кг/м <sup>3</sup>	Предел прочности на сжатие в цилиндре, МПа	Межзерновая пустотность, %
10–20	430	2,2	43
20–40	290	1,6	49

тобетона на полимерном связующем и того, что он имеет минимальное водопоглощение, для экспериментов и выработки дальнейших рекомендаций был выбран керамзитобетон на смоле ФАМ. В опытных составах бетона использовали керамзит Лианозовского завода (табл. 2), смола ФАМ (по ТУ 6.1425-74), отвердитель БСК (по ТУ 6.1425-74) и андезитовую муку (по ТУ 6-12-101-77).

В этом исследовании был также применен метод планирования эксперимента с тремя кодированными переменными по трем основным факторам (табл. 3).

По полному плану эксперимента этой матрицы было изготовлено 17 серий образцов. В соответствии с имеющимися рекомендациями в каждой серии содержалось по 6 кубов с размером ребра 150 мм.

Коэффициент воздухопроницаемости определяли по известной стандартной методике. Боковые греки образцов изолировали герметизирующей мастикой УМ-50.

Таблица 3

Факторы	Кодированная переменная	Уровни (интервалы) варьирования		
		-1	0	+1
Отношение $K_1/(K_1+K_2)$	$X_1$	0,1	0,5	0,9
Толщина мастики на зерне, мм	$X_2$	0,5	1	1,5
Отношение связующее/андезин	$X_3$	0,5	1	1,5

Объем сквозных пор определяли путем трехкратного заполнения каждого образца водой. Для каждой серии определялась также объемная масса бетона, средний эквивалентный диаметр пор и некоторые другие характеристики образцов. При проведении эксперимента температура воздуха, проникающего сквозь образцы, равнялась  $15 \pm 1^\circ\text{C}$ , а относительная влажность его была в пределах 70–75%.

Коэффициент воздухопроницаемости определяли по формуле

$$i = v \rho / 0,15 \cdot t \cdot \Delta p,$$

где  $v$  — объем воздуха, м<sup>3</sup>;  $t$  — время продолжения опыта в часах;  $\Delta p$  — разность давлений воздуха на противоположных гранях образца, Па.

Значения средней скорости движения воздуха в порах керамзитобетонных образцов определяли по формуле

$$v = v / 0,0225 \cdot \alpha \cdot t,$$

где  $\alpha$  — отношение объема сквозных пор к объему образца.

Поскольку в вентилируемых ограждающих конструкциях скорость движения воздуха принимается в пределах 0,05–0,5 м/с, то в порах крупнопористого керамзитобетона движение воздуха можно считать ламинарным. Экспериментально-расчетным путем для образцов всех составов определены коэффициенты воздухопроницаемости. Установлено, что их значения уменьшаются с увеличением разности давлений и с уменьшением среднего эквивалентного диаметра пор.

Для применения в среднем слое вентилируемых ограждений стен следует рекомендовать крупнопористый керамзитобетон со средним эквивалентным диаметром пор в пределах 1,5–2 мм при объемной массе не более 550 кг/м<sup>3</sup>.

В процессе поисковых исследований выявлены некоторые технические решения по вентилируемым конструкциям. В частности, известна ограждающая конструкция (см., например, заявку ФРГ № 2520441, кл. E04B 1/64 за 1979 г.), вентилирование которой осуществляется внутренним воздухом через воздушную полость и перфорации в соединительных элементах внутреннего слоя. Однако в условиях работы при постоянном воздействии технологических жидкостей и пара, например, в зданиях промывочно-пропарочных станций (ППС) это стеновое ограждение будет недостаточно долговечным из-за невозможности обеспечения требуемой влажности бетона внутреннего армированного слоя.

Для рассматриваемых условий эксплуатации ограждающих конструкций более приемлемым является известное в отечественной литературе стеновое ограждение, включающее несущий внутренний слой из цементобетона, теплоизоляционный вентилируемый слой из крупнопористого материала с большим коэффициентом воздухопроницаемости и конструктивно-теплоизоляционный наружный слой, вентилируемый наружным воздухом через вентиляционные отверстия — трубки в горизонтальных швах, а также через поры крупнопористого материала. Через полость под парапетом воздух удаляется наружу.

Недостатком этого технического решения является уменьшение слоя утеплителя и накопление влаги в материале стены за счет конденсации водяных паров даже при малом влагосодержании вентилируемого воздуха в зимнее время. Долговечность такой конструкции будет еще уменьшаться, а не увеличиваться.

Вентилируемые стеновые ограждения зданий с влажным режимом эксплуатации [7] разработаны с учетом существующих перепадов температур, характерных для многих климатических регионов России. Утепленная несущая панель для наружных стен включает внутренний несущий слой из конструкционного цементно-полимерного керамзитобетона, вентилируемый слой из крупнопористого керамзитобетона с приточным и вытяжным отверстиями и конструктивно-теплоизоляционный наружный слой, выполняемый, например, из литого пенопласта, объединенного со слабопрофилированным листом из оцинкованной стали.

Вентилирование панелей может быть совмещено с отоплением производственных помещений в зимний период времени. Подогретый сухой воздух подается

через отверстие в горизонтальный распределительный канал, образуемый, например, перфорированным пустотообразователем из жесткого картона или тонколистовой фанеры. При ламинарном движении воздуха вверх по открытым порам внутреннего слоя происходит равномерный подогрев всей поверхности панели с одновременной подсушкой внутреннего слоя бетона. А выходящий из панелей через отверстия увлажненный воздух может снова (в случае агрессивности технологической среды) подаваться на подогрев и подсушку в вентиляционно-отопительную систему здания.

При недостаточной толщине вентилируемого слоя и увеличенных до максимальных размеров панелях может быть весьма эффективным дополнительное устройство продольных каналов в вентилируемом слое как для подачи горячего сухого воздуха, так и для его удаления. В этом случае избыточное давление подаваемого воздуха может снижаться до минимума.

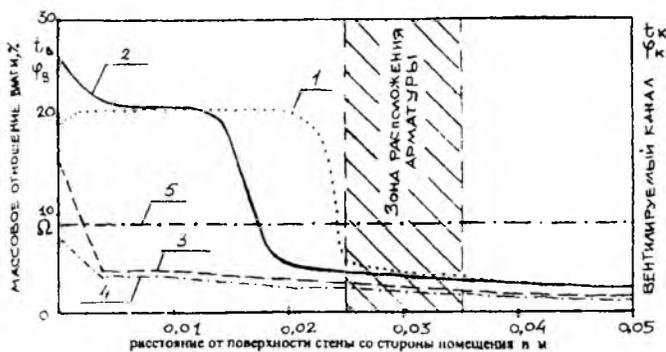
Для внутренних самонесущих стен, отделяющих производственные помещения с мокрым режимом от служебных или бытовых помещений с нормальным микроклиматом, можно применять вентилируемые панели с горизонтальной разрезкой стен. В этих панелях можно использовать всего два состава бетона: конструкционный цементно-полимерный бетон для наружных несущих слоев и продольных ребер при объемном армировании по всему наружному контуру и крупнопористый бетон для внутреннего вентилируемого слоя.

Полученные нами экспериментальные данные по интенсивности коррозии арматуры и сорбционным свойствам цементно-полимерного бетона позволили провести конкретный теоретический анализ влагопереноса и температурного режима в разработанных ограждающих конструкциях и дать еще более объективное обоснование их повышенной долговечности.

Для расчетов использовали математическую модель влагопереноса и программу для расчетов на ПЭВМ, разработанные проф. В.И. Лукьяновым, позволяющую наиболее полно учитывать периодические изменения температуры и влажности внутреннего воздуха. Анализ результатов расчетов показывает, что дискретный характер вентилирования наружных стен с мокрым режимом не обеспечивает необходимую долговечность. Установлено, что наиболее эффективным способом обеспечения коррозионной сохранности арматуры во внутреннем слое ограждающей конструкции является регулирование температуры воздуха в канале. На рисунке видно, как резко уменьшается зона переувлажнения внутреннего слоя при повышении температуры воздуха в канале от 30 до 40°C (сравните кривые 2 и 3). При температуре 45°C влажность материала практически по всей толщине внутреннего слоя существенно ниже (кривая 4) минимального сорбционного влагосодержания. Это обеспечивает необходимую коррозионную стойкость арматуры и долговечность ограждающей конструкции в целом.

## Выводы

Разработано стеновое ограждение для зданий с влажным режимом эксплуатации [7], рассчитанное на



#### Зависимость степени коррозии от относительной влажности воздуха

1 — распределение влагосодержания керамзитобетона в период вывода вагонов; 2 — распределение влагосодержания керамзитобетона в период обработки вагонов при  $t_k = 30^\circ\text{C}$ ,  $\varphi_k = 20\%$ ; 3 — то же, при  $t_k = 40^\circ\text{C}$ ,  $\varphi_k = 20\%$ ; 4 — то же, при  $t_k = 45^\circ\text{C}$ ,  $\varphi_k = 20\%$ ; 5 — максимальное сорбционное влагосодержание

восприятие резких колебаний температуры и влажности, характерных для многих климатических районов России.

Температурно-влажностными расчетами, проведенными на основании данных натуральных и экспериментальных исследований, показана эффективность применения разработанных вентилируемых стеновых конструкций в условиях производственных зданий с мокрым режимом эксплуатации.

Установлено, что процесс интенсивной коррозии стержневой арматуры в цементно-полимерном керамзитобетоне плотной структуры при концентрации хлоридов более 0,4% массы цемента начинается при сор-

бционной влажности более 30–35% относительной влажности окружающего воздуха.

Определены коэффициенты воздухопроницаемости крупнопористых керамзитобетонов, используемых в среднем вентилируемом слое разработанных стеновых ограждений.

#### Библиографический список

1. Баширов Х.З., Жиров А.С. Обследование строительных конструкций производственных зданий вагонного хозяйства и пути повышения их долговечности//Междуз. сб. научн. тр./МИИТ. — 1983. — Вып. 737: Повышение долговечности, эксплуатационных качеств и снижение материалоемкости зданий и сооружений для железнодорожного транспорта. — С. 74–91.
2. Жиров А.С., Силин В.С., Баширов Х.З. Повышение эксплуатационной надежности и долговечности зданий и сооружений вагонного хозяйства//Транспортное строительство. — 1987. — № 7. — С. 23–25; ил.
3. Ожгибесов Ю.П., Хабибуллин К.И., Калядин Ю.А. Предложения по улучшению теплозащитных характеристик стеновых конструкций//Бетон и железобетон. — 1996. — № 1. — С. 21–23.
4. Никитин С.Н., Жиров А.С., Ильяшенко В.А., Бабков В.В. Эффективные комплексные конструкции на основе легкого армополимербетона и их внедрение//Промышленное строительство. — 1983. — № 8. — С. 23–26.
5. Саталкин А.В., Солнцева В.А., Попова О.С. Цементно-полимерные бетоны. Под ред. А.В.Саталкина. — Л.: Стройиздат, 1971. — 168 с.; ил.
6. Руководство по обеспечению сохранности арматуры в конструкциях из бетона на пористых заполнителях. — М.: НИИЖБ, 1979. — 30 с.
7. А.С. № 1129304 СССР, кл. E04B 1/70. Стеновое ограждение зданий с влажным режимом эксплуатации/С.Д.Ковригин, А.С.Жиров, Б.Н.Шатнев, Х.З.Баширов; МИИТ (СССР). № 3438459/29–33; Заявл. 14.05.82. — Открытия. Изобрет. — 1984. — № 46.

## Бетон и железобетон в XXI веке

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

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

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

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

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

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

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

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

*В.А.ЕПИФАНОВ, д-р экон. наук, проф. (МЭИ); Е.М.ШТЕЙН, канд. экон. наук, доц. (МИКХУС)*

# Совершенствование системы разработки строительных норм, правил и стандартов в современных условиях развития

Обязательным условием создания надежной базы формирования новых экономических отношений в строительстве должно стать нормотворчество, т.е. создание качественно новых систем технических нормативов и стандартов, и, прежде всего, в проектом деле.

Исследования показывают, что созданная в Российской Федерации законодательная и нормативная база по градостроительству, инвестициям и природопользованию в полной мере не решает вопросы проектирования, несмотря на то, что они занимают важнейшее место в инвестиционном процессе. Как известно, при капитальном строительстве, расширении, реконструкции, техническом перевооружении или перепрофилировании любого объекта хозяйственной деятельности через проекты на практике реализуются научно-технические достижения.

Поэтому качество проектной документации существенно влияет на последующее функционирование инвестиционных объектов. Долгое время одним из основных документов, который определял состав, порядок разработки, согласования и утверждения проектно-сметной документации на строительство предприятий, зданий и сооружений, оставался СНиП 1.02.01-85. Другие отдельные документы, уточняющие порядок разработки, согласования и утверждения проектно-сметной документации, не обеспечивали коренных изменений в составе нормативной базы и, в силу своей узкой направленности, не способствовали взаимосвязи всех звеньев инвестиционного процесса на основных этапах проектирования и строительства.

В связи с этим в 1992 г. Госстроем были разработаны "Основные положения государственной системы строительных норм, правил и стандартов Российской Федерации", именуемые далее "Основные положения", которые определяли общую структуру и принципы формирования государственной системы строительных норм, правил и стандартов РФ, а также виды применяемых в строительстве нормативно-технических документов и общие требования к их содержанию.

Следует отметить, что в "Основных положениях" была намечена только генеральная линия развития системы нормативных документов и стандартов. В целом, ее становление подразумевало прохождение через несколько этапов с учетом целого ряда критериальных факторов. Это объяснялось тем обстоятельством, что сами по себе нормативные документы в совокупности с особенностями их внедрения и освоения обладают большой инерционностью и не могут быть созданы и введены в действие мгновенно.

Кроме того, при отработке и совершенствовании данной системы существенное значение имеет проблема определения степени обязательности принимаемых нормативных документов. Например, зарубежный опыт показывает, что строительные нормы, правила и стандарты в большинстве развитых стран не являются обязательными документами. Исключение составляют правила и стандарты общеобязательного характера, регламентирующие такие жизненно важные для общества вопросы, как безопасность продукции и производства работ, охра-

на природы, пожарная безопасность.

Исследования показывают, что в качестве исходной базы "Основных положений" принимались бывшие общесоюзные нормативные документы и стандарты в строительстве, в ходе пересмотра и замены которых в 90-е годы XX века формировалась единая система строительных норм, правил и стандартов России. Эта система основана на общих методических и организационных принципах, отвечающих методам работы международных (ИСО, СЭН) и национальных организаций по стандартизации в технически развитых странах.

В настоящее время в XXI веке правовой базой развития отмеченной единой системы должны стать законы РФ [1,2], нормативные акты Президента и Правительства, которые в составе общего законодательства России будут регулировать взаимоотношения участников инвестиционного процесса и определять их права, обязанности и ответственность за качество продукции, выполняемых работ и услуг.

Единая система норм, правил и стандартов должна стать одним из элементов реализации требований строительного законодательства и предусматривать расширение самостоятельности предприятий, организаций, объединений, органов управления и контроля на местах в решении технических и экономических норм рекомендательного характера.

Обязательными для исполнения должны быть только те нормы и требования, которые направлены на обеспечение безопасности жизни, здоровья и имущества граждан, охрану окружающей среды, надеж-



строительства и производства работ, организацию производства и приемку СМР при строительстве новых, расширении, реконструкции и техническом перевооружении действующих предприятий, зданий и сооружений различных отраслей промышленности и всего хозяйственного комплекса, видов строительства в целом.

Во-вторых, к федеральным нормативным документам следует относить строительные нормы и правила (СНиПы), бывшие общесоюзные, а теперь общероссийские нормы технологического проектирования (ОНТП), нормативные документы органов государственного надзора и федеральные нормативные документы отдельных министерств, ведомств и общественных организаций, связанных с проектированием, инженерными изысканиями и строительством, которые утверждались ими совместно с Госстроем или по согласованию с ним.

В 90-е годы XX столетия часто возникала необходимость пересмотра уже разработанной проектно-сметной документации, а в ряде случаев даже и перепрофилирования начатых строительных объектов. Например, в столице РФ эти вопросы рассматривались "Московской городской межведомственной комиссией по вопросам прекращения деятельности (ликвидации), перепрофилирования, реконструкции предприятий, организаций, подразделений и отдельных производств в городе" (МГ МВК), образованной в соответствии с постановлением Правительства Москвы (№ 242 от 16.03.93). В промышленности, согласно установленному порядку, заказчик направляет в МГ МВК предложения по перспективному развитию конкретного объекта. На основании данного предложения ему выдается для заполнения форма "Основных данных о промышленном предприятии, предлагаемом к реконструкции (расширению, перевооружению, перепрофилированию) в Москве".

После получения заключений от городских организаций по результатам изучения "Основных данных" предложения заказчиков по перспективам развития промышленных

объектов рассматриваются на заседаниях МГ МВК. При этом порядок подготовки и представления "Основных данных" является общим для всех промышленных объединений, предприятий и организаций, независимо от их ведомственной принадлежности и форм собственности. Положительное решение МГ МВК является основанием для рассмотрения вопроса о резервировании или отводе земельного участка под строительство и для оформления разрешительной документации на проектирование и строительство.

Применительно к условиям столицы РФ в 2002 г. Москомархитектурой разработаны "Нормы продолжительности проектных работ для строительства зданий и сооружений в Москве и лесопарковом защитном поясе (ЛПЗП)", именуемые далее "Нормы" [6]. Нормы устанавливают сроки разработки проектно-сметной документации на всех стадиях проектирования при проектных работах по застройке жилых микрорайонов и кварталов, жилых и общественных зданий, объектов промышленности и транспорта, инженерных коммуникаций и сооружений. Они не распространяются на проектирование художественно-реставрационных работ, объектов для строительства за рубежом или по контрактам с иностранными фирмами, а также на проектирование на конкурсной основе.

Разработанные Нормы рассчитаны для обычных условий строительства, не требующих дополнительных проектных работ. Они учитывают состав и объем проектно-сметной документации, определенные строительными нормами и правилами, государственными стандартами СПДС и ЕСКД. Они подготовлены взамен "Временных норм продолжительности проектирования зданий и сооружений для организаций Мосгорисполкома (МГИ)", утвержденных распоряжением МГИ от 19.02.88 № 362-р, и предназначены для определения нормативного срока продолжительности разработки проектно-сметной документации на новое строительство и реконструкцию зданий и сооружений Москвы и ЛПЗП, а также для определения доплат к стоимости проектных

работ в зависимости от фактического срока проектирования.

Кроме отмеченных Норм, в 2002 г. Москомархитектурой подготовлены "Нормы продолжительности разработки градостроительной и проектно-планировочной документации (ПГД)" и "Порядок определения продолжительности подготовки исходно-разрешительной документации (ИРД) в проектировании" [6].

Следует особо отметить, что в условиях развития рыночной экономики одной из наиболее актуальных задач повышения эффективности проектного производства должно являться создание единой комплексной системы норм и нормативов в области ценообразования и управления процессом проектирования.

Разработка единого методического подхода к системе норм и нормативов продолжительности выполнения ПГД и ИРД обеспечивает необходимые экономические предпосылки для упорядочения технологических процессов в проектировании при заключении хозяйственных договоров между заказчиками и организациями-исполнителями и нормализации их взаимоотношений.

Отсутствие современных норм продолжительности разработки ПГД и ИРД создавало значительные трудности при установлении сроков их выполнения (в процессе заключения договоров между заказчиком и исполнителем в определении стоимости работ с учетом сокращения (удлинения) сроков изготовления ПГД и ИРД) и при подготовке технологических сквозных сетевых графиков (моделей) разработки проектной и проектной документации.

Построение норм продолжительности ПГД и ИРД ориентировано на их функциональную зависимость от стоимости работ, которая формируется на основе базовых удельных показателей, приведенных к определяющей физической величине, исходя из нормы трудоемкости этих работ.

Методология формирования и практического применения норм продолжительности ПГД и ИРД базируется на принципах увязки интересов организаций-исполнителей и заказчика.

В качестве исходной информационной базы при формировании норм и нормативов продолжительности разработки ПГД и ИРД были приняты следующие документы:

- аналоги ПГД и ИРД из числа ранее разработанных в системе проектных организаций Москомархитектуры;

- унифицированный укрупненный сетевой график (модель) технологии проектирования;

- структура ПГД и ИРД;

- разработки системы нормативов стоимости ПГД и ИРД, "Порядок определения стоимости разработки предпроектной градостроительной документации";

- разработки положения о составе порядка подготовки (корректировки), согласования и утверждения концепции развития и проектов планировки муниципальных районов Москвы, осуществленные в НИИПИ Генплана Москвы.

Кроме того, был также учтен опыт разработки:

- "Рекомендаций по определению укрупненных показателей стоимости строительства, изыскательских и проектных работ (базовые цены) для составления титульных списков ПИР по объектам, расположенным в Москве и ЛПЗП и финансируемым за счет средств городского (муниципального) бюджета";

- "Порядка определения стоимости проектных работ для строительства в Москве и ЛПЗП";

- "Рекомендаций по определению и применению коэффициентов к ценам на проектно-изыскательские работы с учетом сокращения сроков проектирования, повышения качества и технико-экономического уровня проектных решений";

- "Порядка определения стоимости работ, связанных с согласованием предпроектной и проектной документации для строительства в Москве и ЛПЗП";

- "Порядка определения стоимости инженерно-изыскательских работ";

- "Порядка определения стоимости ведения авторского надзора проектными организациями за строительством зданий, сооружений и предприятий в Москве и ЛПЗП";

- норм продолжительности про-

ектирования зданий и сооружений для проектных организаций, подведомственных Правительству Москвы [3,4,5].

С учетом опыта разработки перечисленных материалов в ближайшие годы Москомархитектурой предполагается выпустить следующие документы: "Нормы продолжительности разработки предпроектной градостроительной и исходно-разрешительной документации для Москвы и ЛПЗП"; "Рекомендации по заключению договоров на выполнение проектно-сметной документации для объектов строительства в г. Москве и ЛПЗП"; "Нормы продолжительности проектирования объектов строительства в г. Москве и ЛПЗП"; "Порядок определения стоимости архитектурной колористики фасадов зданий, сооружений г. Москвы"; "Положение о стимулировании проектных, строительных организаций за снижение сметной стоимости строительства, экономии материальных и энергетических ресурсов"; "Нормы и правила проектирования, планировки и застройки Москвы (сводная редакция)"; "Порядок определения стоимости "привязки" типовых проектов жилых домов в зависимости от стоимости строительства 1 кв. м. общей площади"; "Методика проведения обследования зданий и сооружений при их реконструкции и перепланировке"; "Порядок определения стоимости оказания маркетинговых, консалтинговых услуг, менеджмента и других услуг"; "Порядок определения стоимости разработки технической документации на автоматизированные системы управления технологическими процессами (АСУТП) для объектов Москвы и ЛПЗП".

К началу 2003 г. Москомархитектурой уже подготовлено почти 180 наименований нормативно-методических документов. В их состав входят Московские региональные рекомендации (МРР) и Московские городские строительные нормы (МГСН), которые разделены на определенные целевые группы [8]. Кроме того, на 2003 г. первым заместителем премьера Правительства Москвы В.И. Ресины утвержден перечень подготовки новых документов по совершенствованию нор-

мативно-методической базы в области инвестиционной деятельности и проектирования в г. Москве.

Таким образом, создание нормативно-методической базы данных, включающей нормы продолжительности и стоимость для всех стадий проектирования, приобретает особую актуальность в связи с формированием реальных рыночных механизмов в управлении инвестиционным процессом как одним из важнейших составных элементов, необходимых при построении единой технологической модели предпроектных и проектных работ. При этом наряду с проблемами, рассмотренными выше, необходимо подробно анализировать сам порядок оформления разрешительной документации для проектирования и строительства объектов в свете реализации земельного законодательства в России.

## Библиографический список

1. Бюджетный кодекс РФ. - 31.07.98, № 145-ФЗ.

2. Налоговый кодекс РФ. - Часть I. - 31.07.98, № 146-ФЗ.

3. О дальнейшем совершенствовании нормативно-методической базы в проектировании в г. Москве в 1997-1998 гг. // Распоряжение первого заместителя премьера Правительства Москвы (РЗП) № 1106-РЗП от 23.10.97.

4. О дальнейшем совершенствовании нормативно-методической базы в проектировании в г. Москве в 1998-2000 гг. // РЗП № 819 -РЗП от 7.09.98.

5. О дальнейшем совершенствовании нормативно-методической базы в области инвестиционной деятельности и проектировании в г. Москве в 2000-2001 гг. // РЗП №803-РЗПот8.10.99.

6. О дальнейшем совершенствовании нормативно-методической базы в области градостроительства в г. Москве на 2001-2002 гг. // Постановление Правительства Москвы (ППМ) №6-ПП от 09.01.01.

7. Епифанов В.А. Анализ состояния и регулирование развития проектно-строительного инвестиционного комплекса в условиях становления рыночных отношений в России/Аналитический выпуск "Стройиндустрия-XX век". - М.: Изд. ИА "NORMA" "Стройинформ". - 1999. - Выпуск 2. - с. 27-115.

8. Епифанов В.А., Штейн Е.М. Нормативно-методическое обеспечение градостроительства в условиях Москвы./ В сб. международного форума по проблемам проектирования и строительства.- М.: Издатель ITE GROUP PIC, 10-12 апреля, 2002 г., с. 54-58.

Е.И. СТЕБАКОВ, инж. (Центр развития систем автоматизированного проектирования "САПРОТОН" ООО)

## Об ответственности проектировщика при проведении расчетов строительных конструкций

Применение компьютерных программ для расчета строительных конструкций значительно увеличило эффективность работы проектировщика, но не избавило его от необходимости принятия ответственных решений.

В настоящей статье рассматриваются некоторые возникающие при этом проблемы, которые носят правовой и морально-нравственный характер, и даются рекомендации по их разрешению.

Имеющиеся методы программирования не позволяют полностью исключить ошибки в алгоритме программ. Количество ошибок зависит от объема и сложности программ. Не установлено норм, ограничивающих количество ошибок, но среди программистов распространено мнение, что наличие одной ошибки на 10 тысяч строк кода является приемлемым [1]. Для сравнения, программа Windows 2000 содержит около 40 млн. строк, а объемы многих расчетных программ сопоставимы с этой величиной.

Потенциальный ущерб, который может быть причинен сбоями в работе программ, зависит от сферы их применения. Ошибки в программах для расчета строительных конструкций особо опасны и могут привести к катастрофическим последствиям. Поэтому производители программ не могут гарантировать их абсолютно безошибочную работу и не рискуют брать на себя ответственность за использование своей продукции. Об этом прямо указывается в лицензионных договорах, определяющих взаимоотношения разработчиков и пользователей программ.

Для иллюстрации приведем типичный отрывок из такого договора: "ни при каких обстоятельствах AUTODESK НЕ НЕСЕТ ОТВЕТСТВЕННОСТИ ЗА КАКИЕ-ЛИБО УБЫТКИ ИЛИ УЩЕРБ, включая утрату данных, упущенную выгоду, расходы на возмещение и иные случайные или косвенные убытки, СВЯЗАННЫЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОГРАММНОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ ...".

При этом основная ответственность за использование результатов расчета строительных конструкций с использованием компьютерных программ фактически возлагается на пользователей, что подтверждается обязательной записью о соответствии нормам проектирования на первом листе проекта с подписью ответственного лица.

Однако проектировщик имеет еще меньше возможностей для проверки правильности работы программы, чем ее разработчик, и должен доверять ей, опираясь на авторитет фирмы разработчика, мнение коллег и собственную интуицию.

Со стороны пользователя программа представля-

ется "черным ящиком", в котором происходит переработка поступающей в виде исходных данных информации без возможности какого-либо контроля над этим процессом.

Разработчиками программ иногда принимаются определенные допущения, упрощающие расчет. Информация об этих допущениях не всегда предоставляется проектировщикам и может не соответствовать действительности.

Действующая система сертификации программ массового применения в строительстве создает только иллюзию решения этой проблемы, так как официальный орган сертификации, во-первых, не берет на себя ответственность за использование сертифицированных им программ, и, во-вторых, не имеет возможности провести тестирование, по результатам которого можно было бы гарантировать, что программа полностью соответствует требованиям норм и не имеет ошибок. Заметим, что на деле процедура сертификации сводится к проверке только одного примера, наиболее полно (по мнению разработчика) характеризующего содержание программы.

Серьезность принимаемых проектировщиком решений требует предоставления ему возможности доступа к полной информации обо всех действиях, производимых расчетной программой.

В Центре развития систем автоматизированного проектирования "САПРОТОН" разработан пакет прикладных программ "NormCAD" (WWW.NORMCAD.DA.RU), который позволяет получить приемлемый выход из сложившейся ситуации.

Основное преимущество программы заключается в способе вывода результатов расчета. На сегодня это

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = (\alpha_{n1} + \alpha_{e1}) / (1 + 2 \alpha_{e1} / \omega) = (0,130616 + 0,330472) / (1 + 2 \cdot 0,330472 / 0,7224) = 0,240786$$

Коэффициент:

$$\xi_1 = \xi / \omega = 0,240786 / 0,7224 = 0,333314$$

Т.к.  $\xi = 0,240786 < \xi_R = 0,550091$ :

Н ер  $\eta = 0,5 \cdot 1 \cdot 1,104401 = 0,5522 \text{ МН} \cdot \text{м} < \gamma_{b2} R_b b h^2 (0,5 \xi (1 - \xi) + \alpha_{e1} (\xi_1 - \delta_1) (1 - \xi_1 - \delta_1) - 0,05 \alpha_{e1}^2 + \alpha_{e1} (1 - 2 \delta_1)) = 1,1 \cdot 14,5 \cdot 0,4 \cdot 0,6^2 \cdot (0,5 \cdot 0,240786 \cdot (1 - 0,240786) + 0,330472 \cdot (0,333314 - 0,075) \cdot (1 - 0,333314 - 0,075) - 0,05 \cdot 0,330472^2 + 0,188126 \cdot (1 - 2 \cdot 0,075)) = 0,68068 \text{ МН} \cdot \text{м}$  (81,12% от предельного значения) - условие выполнено.

Единственная программа, в которой расчет оформляется в виде текстового документа (в формате Word), практически неотличимого от созданного опытным конструктором вручную. На предыдущей странице приведен фрагмент отчета, автоматически созданного программой.

Отчет включает:

- все формулы (как в символьном виде, так и с подстановкой значений);
- ссылки на номера формул и пункты СНиП;
- условия расчета;
- комментарии;
- перевод единиц измерения;
- графические иллюстрации.

Возможна корректировка отчета, вставка таблиц, графиков, рисунков и т.д. Это позволяет быстро и качественно подготавливать проектную документацию, требуемую заказчиками и органами экспертизы. При этом нет необходимости слепо доверять программе, ее можно легко проверить по подробному тексту отчета.

К программе прилагаются базы данных, автоматизирующие расчет по следующим нормативным документам:

- СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции" (п.п. 3.12, 3.15, 3.16, 3.24, 3.26, 3.30-3.32, 3.35, 3.41, 3.42, 5.16 и др.);
- Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры к СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции"

[2] (п.п. 3.14, 3.18, 3.19, 3.22, 3.54, 3.62, 3.63, 3.71, 3.72, 3.74, 3.78, 3.79, 4.1-4.29 и др.);

- СНиП II-23-81 "Стальные конструкции" (п.п. 5.1-5.3, 5.6, 5.12-5.18, 5.25, 5.27, 5.30, 5.34);

- Пособие к СНиП II-23-81 "Стальные конструкции" (расчет профнастила, расчет сварных бесфасоночных соединений элементов ферм из гнутых профилей);

- СНиП II-3-79 "Строительная теплотехника" (разделы 2 и 6 - сопротивление теплопередаче и паропроницанию).

Программа отвечает основным стандартам Windows и более года используется в различных проектных организациях: "Моспроект - 2", "Моспроект - 4", ЦНИИ-ЭП Гражданстрой, ООО "ГК-Техстрой" и др. Были исправлены все найденные ошибки. Учтены все замечания проектировщиков. В комплекте с программой поставляются примеры расчетов, выполненные по примерам из пособий к СНиП [2]. Они подтверждают правильность работы программы.

За дополнительной информацией просьба обращаться в ООО ЦРСАП "САПРОТОН" по т. 370-41-74, e-mail: saproton@comail.ru.

### Библиографический список

1. Ким Зиттер. Защити себя сам. // Мир ПК.- 2002. № 2-с.50-57.

2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) ЦНИИПромзданий, НИИЖБ, - М.: Стройиздат, 1986.

---

## НАШИ ЮБИЛЯРЫ

---

### *К.В.МИХАЙЛОВУ — 90 ЛЕТ!*



**Константин Васильевич Михайлов**, почетный член РААСН, заслуженный деятель науки и техники РФ, доктор технических наук, профессор, родился 18 апреля 1913 г. в Тбилиси, в семье служащего.

В 1930 г. после окончания 10-летки началась его трудовая деятельность сначала на машиностроительном заводе в качестве рабочего, а затем на стройках города в должности десятника и техника. Без отрыва от производства он с отличием закончил в 1938 г. строительный факультет грузинского индустриального института, женился. В 1939 г. с семьей переехал в Москву, где начал работать в качестве

младшего научного сотрудника в ЦНИПСе и был принят в аспирантуру.

С начала Великой отечественной войны он был мобилизован на строительство оборонительных сооружений, а затем, получив звание старшего техника-лейтенанта, зачислен в кадры действующих фронтов; награжден медалью "За боевые заслуги". В конце 1943 г. его отозвали в Москву и направили на работу в НИИ-200 Главвоенпромстроя. В институте он работал в области предварительно напряженных железобетонных конструкций, запроектировал и осуществил строительство первого в стране предварительно напряженного железобетонного резервуара для хранения нефтепродуктов, а в 1948 г. защитил на эту тему кандидатскую диссертацию.

В 1953 г. в результате слияния ряда министерств

он получил возможность вернуться в ЦНИПС, где начал работу в должности старшего научного сотрудника в лаборатории железобетонных конструкций. В своих исследованиях особое внимание он уделял проволочной арматуре для обычных и предварительно напряженных конструкций, новым оригинальным методам исследования различных свойств арматуры при кратковременных и длительных испытаниях. К.В.Михайлов добился расширения сортамента, в том числе проволоки периодического профиля и арматурных канатов, и организации массового их производства.

Всестороннее изучение свойств проволочной арматуры позволило ученому расширить области ее эффективного применения и в результате получить существенную экономию стали. Он организовал и осуществил также исследования по неметаллической арматуре.

В 1962 г. К.В.Михайлов был назначен заместителем директора НИИЖБа, а в 1965 г. стал директором института и занимал эту должность без перерыва 23 года. На его плечи легла непростая задача — руководить большим коллективом: в период бурного развития института численность его сотрудников превысила 1000 человек, существенно развилась экспериментальная база. НИИЖБ стал головным, и на него была возложена координация научно-исследовательских работ по бетону и железобетону по всей стране.

Несмотря на большую загруженность по общеинститутским делам, К.В.Михайлов находил время для продолжения конкретных научных исследований и руководства аспирантами, созданная по его инициативе специальная лаборатория арматуры успешно развивалась.

В 1965 г. он стал доктором технических наук, а в 1968 г. ему было присвоено звание профессора. Под его руководством было издано 7 сборников института,

при его непосредственном участии разработаны различные нормативные документы — от стандартов до рекомендаций. У юбиляра более 300 различных публикаций.

К.В.Михайлов входил в состав научно-технических Советов Госстроя СССР и многих строительных министерств, он активно участвовал в работе НТО строителей и был сопредседателем Всесоюзных научно-технических конференций по бетону и железобетону, 18 лет он был главным редактором журнала "Бетон и железобетон". Придавая большое значение связям с ведущими учеными зарубежных стран, К.В.Михайлов стимулировал активное участие советских ученых в международных научно-технических организациях. Сам он много лет входил в руководящие органы Федерации по предварительно напряженному железобетону, награжден медалью ФИП и избран ее почетным членом. Он участвовал в создании отечественной общественной ассоциации "Железобетон" и был избран ее первым президентом.

За успешную долголетнюю деятельность юбиляр награжден орденами Ленина, Октябрьской революции, Трудового Красного Знамени, Великой Отечественной войны II степени и многими медалями, он является лауреатом Государственной премии СССР.

В настоящее время К.В.Михайлов, несмотря на возраст, продолжает вести интенсивную научную работу: под его руководством коллективом ведущих ученых НИИЖБа составлена и издана обширная монография "Бетон и железобетон в XXI веке".

Коллеги и друзья Константина Васильевича Михайлова, редакция нашего журнала сердечно поздравляют его со славным юбилеем, желают ему здоровья, семейного благополучия и успехов в творческой деятельности.

---

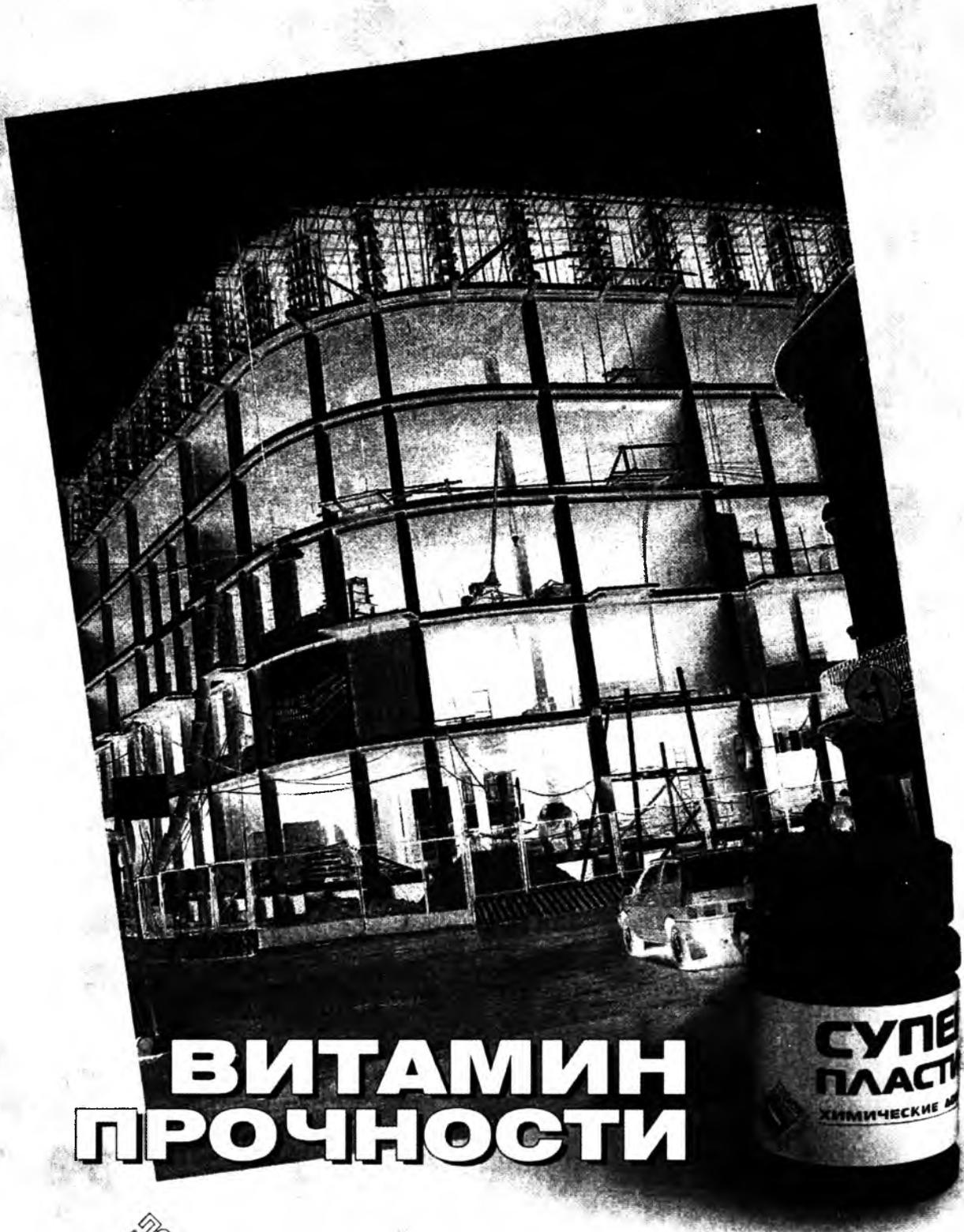
Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков, В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Б.И.Кормилицин, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов, И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), А.Г.Тамразян, В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Подписано в печать 24.03.03. Формат 60x88<sup>1/8</sup>. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1  
Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 507

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

E-mail: [magbeton@rambler.ru](mailto:magbeton@rambler.ru)  
Тел. 292-6205, 703-9762

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



# ВИТАМИН ПРОЧНОСТИ



## ХИМИЧЕСКИЕ ДОБАВКИ ДЛЯ БЕТОНОВ

Россия, 123001, Москва, Б. Козихинский пер. д. 22, офис 61  
тел.: (095) 974-6328, 299-2793, факс: 209-0328  
E-mail: sales@polyplast-un.ru. WWW: www.polyplast-un.ru

Представительство по Южному региону:  
ООО "Полипласт-Юг" 350020, Краснодар, ул. Коммунаров, д. 262, литер В  
т/ф (8612) 55-46-43, т. 64-08-98 E-mail: polyplast-ug@mail.ru

Представительство по Северо-Западному региону:  
ООО "Полипласт Северо-Запад" 193230, Санкт-Петербург, пер. Челиева д. 13  
т/ф (812) 446-32-42, т. (812) 446-67-34 E-mail: polyplast-nws@peterlink.ru



# Специальное конструкторское бюро СКБ СТРОЙПРИБОР

www.stroypribor.ru

Индекс 70050

## СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ ПОС-МГ4

### “ОТРЫВ”



Измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690

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

Диапазон 5...100Мпа  
Усилие вырыва до 49,0 кН (5090кгс)  
Предел основн. относ. погреш. не более 2%.  
Масса прибора 5,2кг

### “СКОЛ”



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

Диапазон 3...70Мпа.  
Усилие вырыва до 29,4кН (3000кгс).  
Предел основн. относ. погреш. не более 2%.  
Масса не более 7,9кг

## СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ ИПС-МГ4

### ИПС - МГ4



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

Диапазон 3...100Мпа.

### ИПС - МГ4 ПЛЮС



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

Диапазон 3-100 Мпа

### ИПА - МГ4



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

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

### ПСО-МГ4 С электронным силоизмерителем



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

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

## СЕМЕЙСТВО ПРИБОРОВ Влагомер-МГ4



МГ4Д Измеритель влажности древесины по ГОСТ 16588  
Диапазон 4...60%. Семь пород древесины.

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

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

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



### ДО - МГ4



Электронный измеритель силы натяжения арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362

Диаметр контролируемой арматуры: 3,4-5,6мм  
Свободная длина арматуры от 1метра  
Диапазон усилия: 200...4500кгс(1,95...44кН)  
Основная относит. погрешность не более 3%

### ЭИН - МГ4

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

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



### ИТП - МГ4



Измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ 7076 и теплового зонда

Диапазон 0,03-0,8 Вт/(мС)

### Вибротест-МГ4

Измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок.

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



Гарантия 18 месяцев

Сервисное и метрологическое обеспечение на весь период эксплуатации

454084. Челябинск, а/я 8538. Телефон/факс (3512) 90-1613, 90-1685. E-mail: stroypribor@chel.surnet.ru

Москва: представительство в НИИЖБ. Телефон (095) 174-7801, 174-7205

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

ISSN 0005-9889 Бетон и железобетон. — 2003. № 2. 1-32