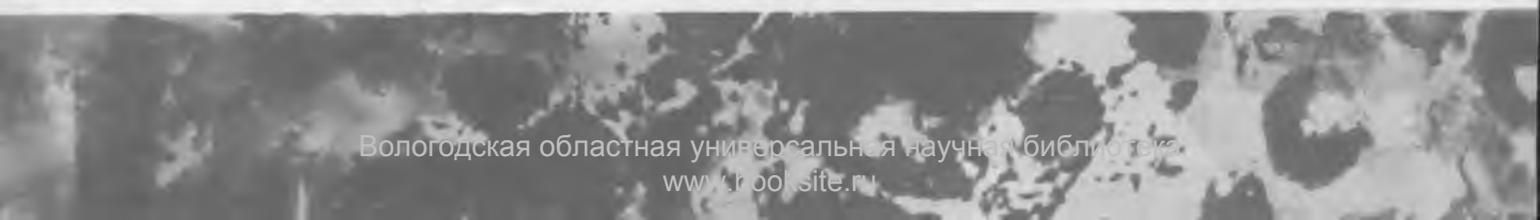
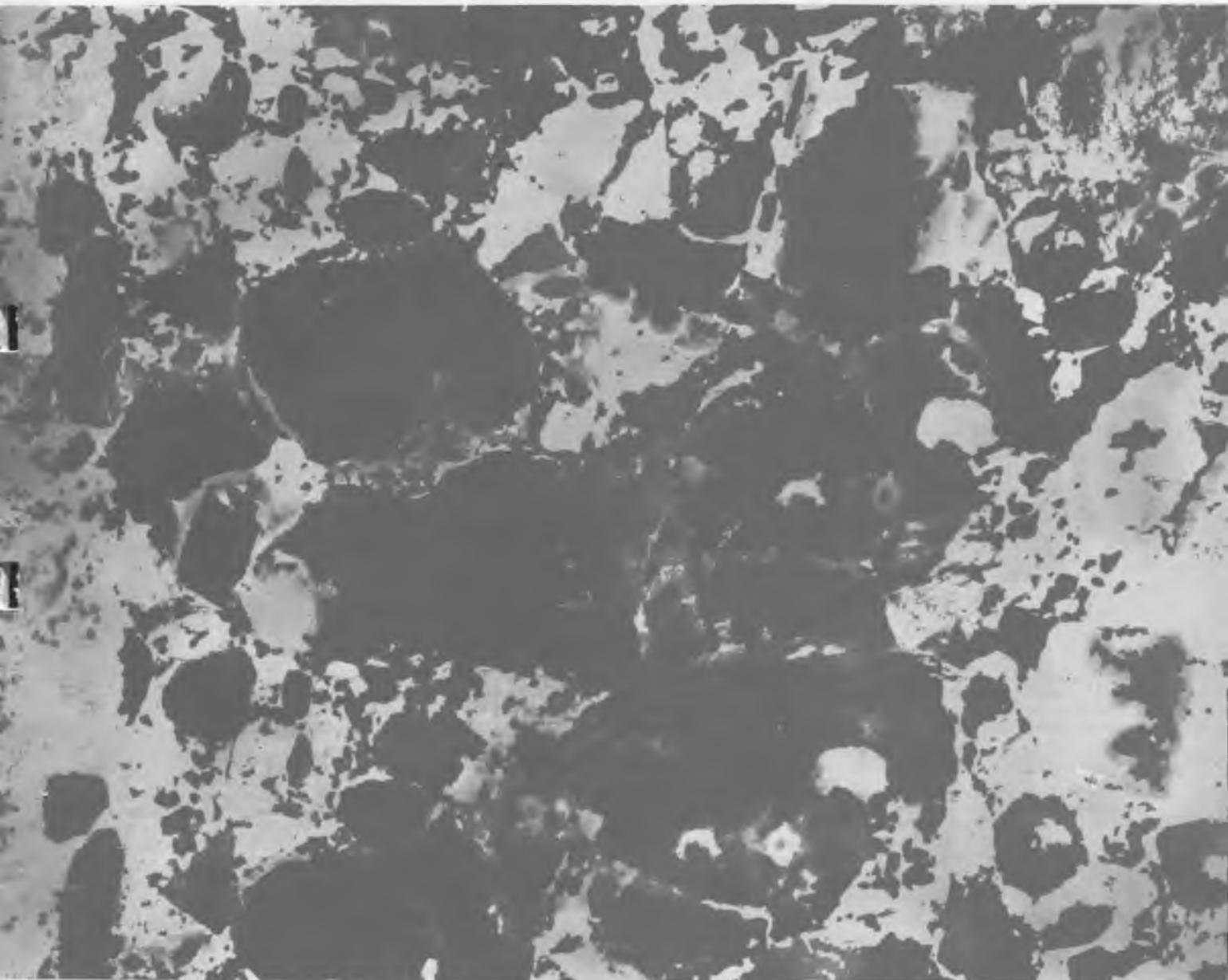


# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**3**

2005





НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ

**ИНТЕРПРИБОР**

ПРОИЗВОДСТВО И РАЗРАБОТКА СОВРЕМЕННЫХ МАЛОГАБАРИТНЫХ  
ПРИБОРОВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

**ИЗМЕРИТЕЛИ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА И СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ**

☉ **ПУЛЬСАР-1.0/1.1/1.2** - ультразвуковые измерители прочности бетона и строительных материалов (ГОСТ 17624, ГОСТ 24332). Сквозное и поверхностное прозвучивание. Режим измерения глубины трещин (Пульсар-1.1), визуализация и обработка сигналов (Пульсар-1.2).

☉ **ОНИКС-2.51...54** - измерители прочности бетона, в т.ч. лёгкого (от 0,5 МПа) методами ударного импульса и отскока (ГОСТ 22690). Интеллектуальная обработка результатов измерений. Диапазон 0,5...100МПа, масса прибора 0,14кг, датчика 0 12кг.

☉ **ОНИКС-ОС** - измеритель прочности бетона методом отрыва со скалыванием (ГОСТ 22690). Исключено проскальзывание анкера. Контроль нагружения, автоматическая обработка данных. Диапазон 5...100МПа, усилие до 50кН, масса 4кг.

**ИЗМЕРИТЕЛИ ПАРАМЕТРОВ АРМИРОВАНИЯ И ТОЛЩИНЫ ПОКРЫТИЙ**

☉ **ПОИСК-2.51...52** - измерители толщины защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры (ГОСТ 22904). Адаптация к армированию. Диапазоны: Н=5...130 мм, Ø 3...50 мм.

☉ **ИНК-2.41...42** - измерители напряжений в арматуре частотным методом (ГОСТ 22362). Автоматический расчёт удлинения арматуры. Диапазон напряжений 100...2000 МПа, L= 3...28 м.

**МТП-1** - измеритель толщины теплоизоляционных покрытий стальных труб и величины межосевого смещения (ГОСТ 30732). Диапазон толщины 5...100 мм, смещений 0...20 мм.

**ВИБРОАНАЛИЗАТОРЫ, ВИБРОМЕТРЫ, ИЗМЕРИТЕЛИ ЧАСТОТ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ**

**ВИБРАН-2.0/3.0** - одно- и четырехканальные вибронализаторы. Диапазон частот 0,5...1000 Гц, 200...2000 линий спектра, октавный анализ.

☉ **ВИСТ-2.41...23** - универсальные виброметры. Диапазон частот 2...1000 Гц, виброскорости 0,02...500 мм/с, виброперемещения 0,002...10 мм.

**ИЧСК-1** - измеритель частот собственных колебаний для акустического контроля прочности, твердости и выбраковки различных изделий.



**ВЛАГОМЕРЫ МАТЕРИАЛОВ**

☉ **ВИМС-2.21...23** - универсальные влагомеры: песок, бетон, кирпич (ГОСТ 21718), древесина (ГОСТ 16588) и т.д. (более 30 материалов). Датчики объемный, планарный, зондовый.

☉ **ВИМС-2.10...11** - влагомеры древесины (ГОСТ 16588). 16 пород, встроенный датчик. Ввод индивидуальных градуировочных зависимостей на любые материалы пользователя.

☉ **ВИМС-2.12** - влагомеры древесины (ГОСТ 16588), бетона, кирпича (ГОСТ 21718). Встроенный датчик. Предусмотрен ввод индивидуальных градуировочных зависимостей.

**ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ СВОЙСТВ МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУКЦИЙ**

- **ТЕПЛОГРАФ** - прибор для определения сопротивления теплопередаче и мониторинга ограждающих конструкций (ГОСТ 26254), оконных и дверных блоков (ГОСТ 26602.1): 8...128 датчиков теплового потока и температуры

☉ **МИТ-1** - измеритель теплопроводности материалов методом теплового зонда (ГОСТ 30256). Диапазон 0,03...2 Вт/м·К, время измерений 7 мин. Малогабаритный, автономный. Аккумуляторное и сетевое питание.

**ИТС-1** - измеритель теплопроводности материалов и термического сопротивления методом стационарного теплового потока (ГОСТ 7076) и теплового зонда. Диапазон 0,02...1,5 Вт/м·К. Размеры образца - 150x150 мм

**РЕГИСТРАТОРЫ, РЕГУЛЯТОРЫ, ТЕРМОМЕТРЫ, ТЕРМОГИГРОМЕТРЫ И ДР.**

**ТЕРЕМ-4** - многопараметрический регистратор. Применения: мониторинг раскрытия трещин и деформаций, тензозамерения, контроль перемещений, вибраций, температуры, влажности и др. 8...256 каналов, период регистрации 10 с...1 час.

**РТМ-5** - система управления ТВО бетона. 8 каналов, индивидуальные режимы по каждому каналу, журнал пропарки, связь с ПК (RS-485).

**ТЕМП-3** - семейство 1...4-канальных приборов для измерения и регистрации температуры сред и поверхностей, тепловых потоков, влажности воздуха и скорости воздушных потоков

☉ **ТЕРЕМ-3** - восьмиканальный регистратор температуры для монолитного бетонирования.

**ВДЛ-5.2** - вихретоковый дефектоскоп металлов

Приборы имеют: легкие и удобные датчики, память результатов с фиксацией условий измерения (вид объекта контроля, его параметры, время, дата), связь с компьютером и специальные программы для их дальнейшей обработки и архивации. Выпускаются в нескольких модификациях, отличающихся набором функций, характеристиками и ценой. Приборы, отмеченные знаком ☉ внесены в Государственный реестр средств измерений РФ и республики Беларусь.

454080, Челябинск-80, а/я 12771  
т.ф: (351) 265-56-38, 260-87-42, 262-91-69, 262-91-70  
http://www.interpribor.ru E-mail: Info@interpribor.ru

г.Москва НИИЖБ тел.: (095) 174-75-13  
(095) 789-28-50  
г.Санкт-Петербурга тел. (812) 998-45-86  
(812) 570-64-96

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

## СОДЕРЖАНИЕ

### АРМАТУРА

*МАДАТЯН С.А.* Нормативные и расчетные сопротивления арматуры ..... 2

### БЕТОНЫ

*СХВИТАРИДЗЕ Р.Е.* Химия цемента и методы ускоренного прогнозирования прочности на сжатие (активности) цементов с минеральными добавками и бетонов ..... 6

### СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО

*ТРЕМБИЦКИЙ С.М., БЕККЕР Л.Н.* Энергоэффективный способ интенсификации строительного производства ..... 12

*АРУОВА Л.Б.* Гелиотехнология при производстве железобетонных изделий в Республике Казахстан ..... 16

### В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

*КЛЕВЦОВ В.А., БОЛГОВ А.Н.* Действительная работа узлов плоской безбалочной безкапитальной плиты перекрытия с колоннами при продавливании ..... 17

*КАСАЕВ Д.Х.* Прочность железобетонных элементов таврового сечения при изгибе с кручением ..... 19

### ТЕОРИЯ

*КАРПЕНКО С.Н.* О построении общего метода расчета железобетонных плоских конструкций в конечных приращениях ..... 22

*БЕГЛОВ А.Д., КУЗНЕЦОВ С.В., САНЖАРОВСКИЙ Р.С., БОНДАРЕНКО В.М.* Нелинейная ползучесть железобетонных балок ..... 26

### НАШИ ЮБИЛЯРЫ

К 80-летию В.М.Бондаренко ..... 32

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

## Нормативные и расчетные сопротивления арматуры

Арматура железобетонных конструкций является непрерывно прогрессирующим материалом как по объемам производства и применения, так и по механическим свойствам и показателям качества и долговечности [1].

Общий объем производства арматуры в мире в 2003 г. превысил 85 млн.т, а средний уровень ее нормативного предела текучести приблизился к 500 Н/мм<sup>2</sup> за счет перехода всех европейских стран на

арматуру класса В500 (А500С) и повышению условного предела текучести высокопрочной напрягаемой арматуры до 1500-1700 Н/мм<sup>2</sup>.

В России в 2005 г. ожидается применение около 3,5 млн.т стальной арматуры всех видов, в том числе около 300 тыс.т стержневой и проволоочной напрягаемой арматуры. В нашей стране также осуществляется замена всех видов малоэффективной арматуры периодического профиля на унифицированную

свариваемую арматуру класса А500С (В500С) [1,2,3]. Сортамент и нормируемые характеристики механических свойств основных видов арматуры железобетонных конструкций приведены в табл.1.

Вместе с тем широкому и эффективному применению новых современных видов арматуры, наряду с технологическими проблемами, препятствует отставание нормативной и проектной документации. В настоящее время действуют СНиП

Таблица 1

Обозначение классов арматурной стали по СП 52-101-03	Классы арматурной стали по стандартам и ТУ	Нормативные документы	Диаметр арматуры, мм	Механические свойства				Модуль упругости $E_s \cdot 10^{-5}$ , Н/мм <sup>2</sup> (МПа)
				Предел текучести $\sigma_T(\sigma_{0,2})$	Временное сопротивление $\sigma_B$	Относительное удлинение		
						$\delta_5$	$\delta_p(A_{gl})$	
				Н/мм <sup>2</sup> (МПа)		%		
не менее								
A240	A240(A-I)	ГОСТ 5781, ГОСТ 380	6-40	240 (235)	380 (375)	25	—	2,1
A300	A300(A-II)	ГОСТ 5781	10-70	300(295)	500(490)	19	—	2,0
A400	A400 (A-III)	ГОСТ 5781	6-40	400 (390)	600 (560)	14	—	2,0
	A400С (Ат-400С)	СТО АСЧМ 7-93, ГОСТ 10884	6-40	400 (440)	500 (550)	16	2,0	2,0
A500	A500С	СТО АСЧМ 7-93 ГОСТ РФ (проект)	6-40	500	600	14	2,0	2,0
В500	В500С <sup>1)</sup>	ГОСТ РФ	4-12	500	550	—	2,0 (2,5) <sup>2)</sup>	1,8
	Вр-1	(проект).ТУ ГОСТ 6727	3-5	490	540	—	2,0-3,0	1,8

**Примечания:** 1) Арматурная сталь класса В500С, поставляемая диаметром от 3 до 12 мм по ТУ заводов-изготовителей, по комплексу свойств должна отвечать нормам EN 10080 и проекта ГОСТ РФ.

2) При испытании проволоки класса Вр-1 диаметром 3-5 мм, выпускаемой по ГОСТ 6727, вместо  $\delta_p$  или  $A_{gl}$  определяется  $\delta_{100}$ , величина которого в зависимости от диаметра принята от 2,0 до 3,0%.

3) Данные, приведенные в скобках, соответствуют нормам и обозначениям, примененным ранее в предыдущих редакциях ГОСТ 5781, ГОСТ 10884 и ГОСТ 6727.

4) Арматурная сталь класса А300 в настоящее время в гражданском строительстве практически не применяется.

Таблица 2

Показатели механических свойств	Размерность	Среднее значение $\bar{q}$	Среднее квадратическое отклонение S	$\bar{q} - 1,64S$	$\bar{q} - 3S$
Временное сопротивление $\sigma_B$	Н/мм <sup>2</sup>	703,3	40,8	636,4	580,9
Предел текучести $\sigma_T(\sigma_{0,2})$	Н/мм <sup>2</sup>	584,3	39,7	519,2	465,2
Относительное удлинение $\delta_5$	%	22,5	3,24	17,19	12,8
Равномерное относительное удлинение $\delta_p$	%	9,3	2,58	5,068	1,56
Модуль упругости $E_s \cdot 10^{-5}$	Н/мм <sup>2</sup>	2,02	0,062	1,918	1,834

2.03.01-84\*, московские территориальные нормы ТСН 102-00 и «Рекомендации НИИЖБ по применению в железобетонных конструкциях термомеханически упрочненной свариваемой стержневой арматуры новых видов» [4,5,6].

Утверждены и вышли из печати новые СНиП 52-01-03 «Бетонные и железобетонные конструкции» [7] и Свод Правил по проектированию и строительству СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры» [8]. Ряд положений этих документов в части нормативных и расчетных сопротивлений и условий применения новых эффективных видов арматуры отличается от рекомендаций СНиП 2.03.01-84\* и ТСН 102-00.

Поэтому задачей настоящей статьи является представление и обсуждение данных о нормативных и расчетных сопротивлениях основных видов арматуры железобетонных конструкций, принятых в действующих и во вновь разработанных нормативных документах, с тем чтобы способствовать переходу на повсеместное применение унифицированной свариваемой арматуры периодического профиля с пределом текучести  $\sigma_T \geq 500$  Н/мм<sup>2</sup> вместо других менее прочных видов арматуры.

Высокие нормативные показатели механических свойств арматурной стали класса А500С основываются на статистических данных о механических свойствах и определяются нормами стандарта СТО АСЧМ 7-93.

Результаты вероятностного анализа 2312 испытаний термомехани-

чески упрочненной арматурной стали класса А500С диаметром 6-40 мм [2], поставленной семью основными металлургическими заводами, приведены в табл.2 и показывают, что механические свойства этой арматурной стали отвечают нормам СТО АСЧМ 7-93, а коэффициенты вариации величины  $\sigma_T(\sigma_{0,2})$  и  $\sigma_B$  не превышают 0,08 и 0,07.

Исходя из данных об изменчивости предела текучести  $\sigma_T(\sigma_{0,2})$  (см.табл.2), нормативное сопротивление  $R_{sn} = 500$  Н/мм<sup>2</sup> термомеханически упрочненной арматуры класса А500С обеспечивается с 98%-ной вероятностью, что выше общепринятой для стального проката (95%).

Аналогичные данные получены по горячекатаной арматуре этого класса производства Чусовского металлургического завода [3]. По результатам 847 испытаний холоднодеформированной арматурной стали класса В500С (А500Схд) диаметром 6-12мм производства ОАО «Моспромжелезобетон» средние величины условного предела текучести  $\sigma_{0,2}$  и временного сопротивления  $\sigma_B$  составили соответственно 598 Н/мм<sup>2</sup> и 656 Н/мм<sup>2</sup>.

Расчетные сопротивления арматуры в соответствии с общепринятыми нормами определяются по формуле (10) СНиП 2.03.01-84\*

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s}$$

Причем величина коэффициента надежности по арматуре  $\gamma_s$  определяется директивным методом на основании анализа комплекса фак-

торов и с учетом статистических данных.

Судя по приведенным в табл.2 данным, принятые в ТСН 102-00 для термомеханически упрочненной арматуры класса А500С расчетные сопротивления  $R_s = R_{sc} = 450$  Н/мм<sup>2</sup> обеспечиваются с вероятностью более чем 99,9%.

В СП 52-101-03 расчетные сопротивления обычной ненапрягаемой арматуры классов А240, А300, А400, А500С и В500 несколько снижены по сравнению с принятыми в СНиП 2.03.01.84\* и ТСН 102-00 за счет увеличения коэффициентов надежности по арматуре  $\gamma_s$  соответственно до 1,12; 1,11; 1,13; 1,15 и 1,20 (см.табл. 3). При этом соотношение расчетных сопротивлений  $R_s$  арматуры классов А500С и А400 почти не изменилось и составило 1,225 вместо 1,233 по ТСН 102-00 и СНиП 2.03.01-84\*.

Исходя из приведенных выше в табл.2 статистических данных о пределе текучести стали класса А500С, принятые в СП 52-101-03 (см.табл. 3) значения  $R_{sn}$ ,  $R_s$  и  $R_{sc}$  для этой арматурной стали представляются заниженными. Однако при установлении расчетных сопротивлений арматуры приходится считаться и с другими факторами. В частности, учитывать соотношение  $\sigma_B/\sigma_T$ , которое у горячекатаной арматуры класса А400 (А-III) = 1,5, у термомеханически упрочненной арматуры класса А500С около 1,2, а у холоднодеформированной В500С (А500Схд по ТСН 102-00) составляет 1,05-1,1 (см. рисунок и табл.1).

В настоящее время ведется подготовка модельного кода fib 2005 г. в качестве арматуры периодического профиля рассматривается сталь с пределом текучести 500 Н/мм<sup>2</sup> и обсуждается возможность разделения ее так же, как принято в Еврокоде 2 [9], на три класса по соотношению  $\sigma_B/\sigma_T (f_t/f_y)$  и минимальной величине полного удлинения перед разрывом  $\delta_{max}(e_{uk})$ :

класс А:  $\sigma_B/\sigma_T \geq 1,05$  и  $\delta_{max} \geq 2,5\%$ , класс В:  $\sigma_B/\sigma_T \geq 1,08$  и  $\delta_{max} \geq 5,0\%$  и класс С:  $1,15 \leq \sigma_B/\sigma_T \leq 1,35$  и  $\delta_{max} \geq 7,5\%$ .

При этом Еврокод 2 для предельных состояний первой группы устанавливает для всех видов обычной и напрягаемой арматуры еди-

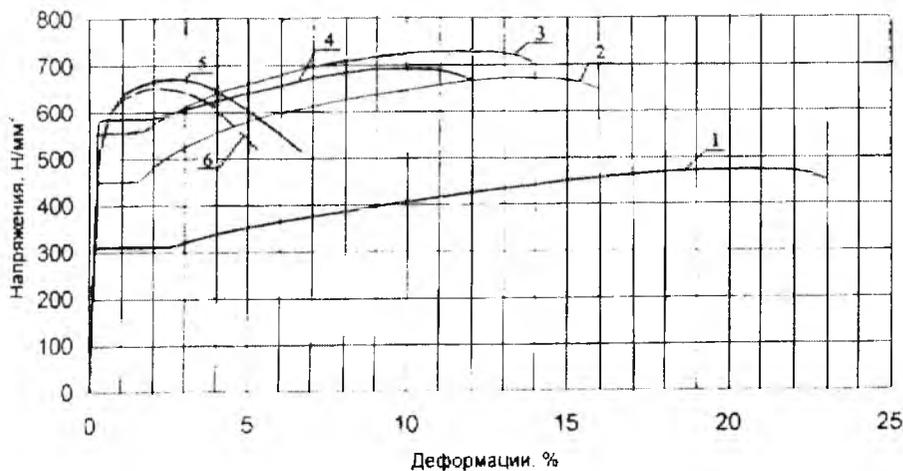


Диаграмма растяжения арматурных сталей

1 — A240; 2 — A400; 3 — A500C<sub>тму</sub>; 4 — A500C<sub>тк</sub>; 5 — B500C; 6 — Bp-1

ные значения  $\gamma_s = 1,15$  с возможностью снижения его до 1,1 при высоком уровне контроля качества и уменьшении допусков на размеры железобетонных элементов и расположения в них арматуры.

Классы А, В и С определяют области применения арматурной стали. В частности, класс С рекомендуется применять в конструкциях, возводимых в сейсмических райо-

нах, и в конструкциях, где по условиям эксплуатации необходима высокая пластичность арматуры.

По соотношению  $\sigma_B/\sigma_T (f_t/f_y)$  и  $\delta_{\max}(\epsilon_{uk})$  отечественная горячекатаная и термомеханически упрочненная арматура класса А500С (см. табл. 1) относится к категории С, а холоднодеформированная класса В500С к категории А. Соответственно следует принимать и коэффици-

ент  $\gamma_s$  не более 1,15 для этих видов арматуры.

Вместе с тем, принятые в СП 52-101-03 расчетные сопротивления холоднодеформированной арматуры класса В500С снижены на 10% по сравнению с нормами ТСН 102-00 и на 6% по сравнению с принятыми в СП 52-101-03 значениями  $R_s$  горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры класса А500С (см. табл. 3). Они унифицированы с расчетными сопротивлениями холоднодеформированной проволоки Вр-1 диаметром 3-5 мм, выпускаемой по ГОСТ 6727 с массой 1 п.м. на 6,7-7,2% ниже номинальной.

Для холоднодеформированной арматуры класса В500С (А500Схд по ТСН-102-00) диаметром 6-12 мм, выпускаемой по ТУ, а в дальнейшем по новому ГОСТ РФ, и имеющей допуски на массу 1 п.м. такие же и даже меньше, чем у горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры класса А500С, расчетные сопротивления должны быть одинаковыми с расчетными сопротивлениями арматуры класса А500С, как это принято в ТСН 102-00.

Состоявшийся полный переход всех европейских стран на унифицированную свариваемую армату-

Таблица 3

Обозначение классов арматурной стали по СП 52-101-03	Нормативные и расчетные сопротивления по СНиП 2.03. 01-84*, ТСН-102-00 и Рекомендациям НИИЖБ, 1997 г.				$\gamma_s$	Нормативные и расчетные сопротивления по СП 52-101-03				$\gamma_{s, \dots}$
	$R_{sn}$	$R_s$	$R_{sc}$	$R_{sw}$		$R_{sn}$	$R_s$	$R_{sc}$	$R_{sw}$	
	Н/мм <sup>2</sup> (МПа)					Н/мм <sup>2</sup> (МПа)				
A240	235	225	225	175	1,044	240	215	215	170	1,12
A300	295	280	280	225	1,054	300	270	270	215	1,11
A400	390	355 <sup>1)</sup> 365	355 <sup>1)</sup> 365	285 290	1,098 1,068	400	355	355	285	1,13
A500	500	450 (400) <sup>2)</sup>	450 (400) <sup>3)</sup>	300	1,10	500	435	435 (400) <sup>1)</sup>	300 <sup>2)</sup>	1,15
B500C <sup>3)</sup>	500	450	450 (400) <sup>2)</sup>	300	1,104	500	415	415 (360) <sup>3)</sup>	300 <sup>2)</sup>	1,20
Bp-1 <sup>3)</sup>	490	410	375	290	1,195					

Примечания: 1) Расчетные сопротивления для арматуры диаметром 6 и 8 мм.

2) Значения  $R_{sc}$  в скобках даны для случая расчета только на кратковременную нагрузку.

3) B500C и Bp-1 — обозначения класса В500 по ТУ и ГОСТ 6727.

Вид сварки	Временное сопротивление $\sigma_{в,св} / (\sigma_{в,св} / \sigma_{в,исх})$						
	Ø 6	Ø 10	Ø 14	Ø 18	Ø 25	Ø 32	Ø 40
Контактная точечная	<u>694</u> 1,0	<u>671,6</u> 1,00	<u>717,1</u> 1,00	<u>701,8</u> 1,02	<u>701,7</u> 0,97	<u>733,5</u> 0,99	—
Ручная дуговая прихватками	—	<u>677,4</u> 1,00	<u>716,6</u> 1,00	<u>692,2</u> 1,00	<u>705,8</u> 0,98	<u>714,7</u> 0,96	<u>711,0</u> 1,0
Ручная дуговая внахлестку	—	<u>652,8</u> 0,98	<u>683,5</u> 0,95	<u>687,4</u> 1,00	<u>685,6</u> 0,95	—	—
Контактная стыковая	—	<u>662,3</u> 0,95	<u>651,7</u> 0,91	<u>626,4</u> 0,94	<u>665,1</u> 0,92	<u>664,0</u> 0,94	<u>669,0</u> 0,93
Ванно-шовная	—	—	—	—	<u>694,4</u> 0,96	<u>712,7</u> 0,96	<u>703,0</u> 0,99

ру периодического профиля с пределом текучести  $\sigma_T \geq 500$  Н/мм<sup>2</sup> был основан на трех обстоятельствах:

повышение безопасности железобетонных конструкций;

упрощение работы строителей и проектировщиков;

значительная экономия металла за счет более высокого предела текучести стали класса А500С.

Теоретически и экспериментально было доказано [1], что самым главным условием надежности железобетонного элемента при переходе на сталь класса А500С (В500С) является исключение хрупких разрушений рабочей арматуры за счет низкого (до 0,22%) содержания углерода и углеродного эквивалента, не превышающего 0,5%, в сочетании с уникальной технологией термомеханического упрочнения стали в потоке проката или механического упрочнения и микролегирования. Поэтому при сертификационных испытаниях арматурной стали класса А500С проверяется не только прочность сварных соединений при их растяжении или срезе, но и угол изгиба для крестообразных сварных соединений всех видов.

Статистические данные о прочности различных видов сварных соединений арматурной стали класса А500С, полученные в результате анализа результатов сертификационных испытаний продукции семи металлургических предприятий, приве-

дены в табл. 4, где указаны величины коэффициентов разупрочнения (отношение временного сопротивления сварных соединений  $\sigma_{в,св}$  к временному сопротивлению исходного металла  $\sigma_{в,исх}$ ) и средние фактические значения  $\sigma_{в,св}$

Из табл. 4 видно, что образцы сварных соединений с относительно небольшим тепловложением (нагревом) – крестообразные соединения, выполненные контактно-точечной и ручной дуговой сваркой, стыковые соединения, выполненные ручной дуговой сваркой протяженными швами и ванно-шовной на скосе накладке, а также контактной стыковой сваркой по «жесткому режиму» – практически не имеют разупрочнения, и почти все испытанные образцы разрушались по основному металлу вдали от места сварки при  $\sigma_{в,св} / \sigma_{в,исх} = 0,97-1,02$ .

Контактно-стыковые соединения, выполняемые по «мягкому режиму» (с большим тепловложением), имеют степень разупрочнения  $\sigma_{в,св} / \sigma_{в,исх}$  до 0,91–0,93, но абсолютные значения  $\sigma_{в,св}$  при этом существенно выше 600 Н/мм<sup>2</sup>.

Все крестообразные сварные соединения, в том числе выполненные дуговыми прихватами, выдержали изгиб до 180° вокруг оправок диаметром 5d и 6d без трещин и переломов, что подтверждает уникальную локальную пластичность стали класса А500С.

## Выводы

Действующие и вновь разработанные нормативные документы по проектированию и изготовлению железобетонных конструкций с эффективными видами стержневой и проволочной арматуры, несмотря на имеющиеся в них некоторые несовершенства и расхождения, позволяют широко использовать в железобетонных конструкциях горячекатаную и термомеханически упрочненную унифицированную свариваемую стержневую арматуру класса А500С диаметром 6–40 мм.

Для такого же эффективного применения холоднодеформированной арматуры класса В500С, поставляемой диаметром 6–12 мм в мотках или стержнях с массой 1 п.м. и механическими свойствами, регламентированными СТО АСЧМ 7-93 для арматуры класса А500С, в СП 52-101-2003 необходимо унифицировать её расчетные сопротивления с расчетными сопротивлениями арматуры класса А500С диаметром 6–40 мм, как это сделано в ТСН 102-00.

## Библиографический список

1. Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций. — М.: Воентехлит. 2000. — 256 с.
2. Дегтярев В.В. Изменчивость механических свойств и площади поперечного сечения арматуры класса А500С // Бетон и железобетон. — 2005. — № 1. — С. 2–7.
3. Мадатян С.А., Дегтярев В.В., Зборовский Л.А. и др. Новая горячекатаная свариваемая арматура класса А500С // Бетон и железобетон. — 2001. — № 6. — С. 12-14.
4. СНиП 2.03.84\* Бетонные и железобетонные конструкции.
5. Территориальные строительные нормы г.Москвы. ТСН-102-00. Железобетонные конструкции с арматурой классов А500С и А400С. — М.: 2000, —52 с.
6. Рекомендации по применению в железобетонных конструкциях термомеханически упрочненной свариваемой стержневой арматуры новых видов. ГНЦ «Строительство». НИИЖБ. — М.: 1997. — 16 с.
7. СНиП 52-01-03. Железобетонные и бетонные конструкции. Основные положения. — М.: ФГУП. ЦПП, — 23 с.
8. Свод правил по проектированию и строительству СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. — М.: ФГУП. ЦПП, — 53 с.
9. Eurocode 2. Design of concrete structures – Part1.1: General rules and rules for buildings. CEN/ 225 p. April 2003.

Р.Е.СХВИТАРИДЗЕ, канд. техн. наук (Грузинский технический ун-т, Тбилиси)

## Химия цемента и методы ускоренного прогнозирования прочности на сжатие (активности) цементов с минеральными добавками и бетонов

Известные [1] ускоренные способы определения прочности на сжатие (активности) цемента, длящиеся 1–3 сут, а бетона — до 28 сут [2], являясь недостаточно быстрыми, а их результаты во многих случаях неточные. Это затрудняет работу заводских и строительных лабораторий и неприемлемо для рынка, так как часто требуется ускоренное тестирование. Все эти методы разработаны в 50-е годы XX века эмпирическим путем и не учитывают химизма процесса гидратации цемента.

На основе современного уровня знаний силикатных материалов, процессов, происходящих при твердении цемента и бетона, а также использования давно известных математических формул нами разработаны и применяются на практике методы ускоренного определения и прогнозирования прочности на сжатие (активности) цементов с минеральными добавками и бетонов.

Рассмотрим метод определения активности портландцементов и минеральных добавок в зависимости от их внутренней химической энергии с применением уравнения гиперболы.

По [3], прочность цементного камня есть функция водоцементного отношения В/Ц, минералогического и вещественного составов, а также тонкости цемента. В итоге

$$R_{сж} = f(V/C, M_c, B_c, T_u). \quad (1)$$

Активность цемента — это скорость набора прочности цементным камнем (раствором) и прочность, достигаемая к 28 суткам твердения. В таком случае, если разные цементы готовят и испытывают в одинаковых условиях ( $T_{ц1} \approx T_{ц2}$  и т.д. и В/Ц =

= Т.Н.Г.), формула (1) принимает вид

$$R_{сж} = f(M_c, B_c). \quad (2)$$

Поскольку минералогический состав определяет активность (внутреннюю химическую энергию) клинкера ( $\alpha_k$ ), а вещественный состав определяется количеством минеральной добавки ( $K_d$ ) и ее активностью ( $\alpha_d$ ), то получаем

$$\alpha_u = R_{сж} = f(\alpha_k, K_d, \alpha_d). \quad (3)$$

Активность минеральной добавки ( $\alpha_d$ ) зависит от многих факторов, но основным считаем ее химико-минералогический состав [4], определяющий внутреннюю химическую энергию и отсюда — способность взаимодействия с  $Ca(OH)_2$ , выделяющейся при гидратации и твердении минералов цементного клинкера. Назовем его коэффициентом гидратационной активности добавки  $\Gamma\alpha_d$ .

Активность минеральной добавки, определенная по поглощению ею извести ( $\alpha_{CaO}$ , мг/г) из известкового раствора, дает возможность рассчитать коэффициент гидратационной активности добавки

$$\Gamma\alpha_d = \ln \sqrt[3]{\alpha_{CaO}}. \quad (4)$$

Когда нет данных об активности минеральной добавки по поглощению извести из известкового раствора, зная химический состав минеральной добавки, коэффициент гидратационной активности можно рассчитать по формуле

$$\Gamma\alpha_d = \sqrt{\ln K_\alpha}, \quad (5)$$

где  $K_\alpha$  — коэффициент активности.

Для активных минеральных добавок осадочного, вулканического происхождения и зол, а также добавок-наполнителей, кроме карбонатосодержащих,

$$K_\alpha = \frac{SiO_2 + Al_2O_3}{RO + R_2O}. \quad (6)$$

Для карбонатосодержащих добавок-наполнителей

$$K_\alpha = \frac{RO + R_2O}{SiO_2 + Al_2O_3}. \quad (7)$$

Для шлаков

$$K_\alpha = \frac{RO + Al_2O_3}{SiO_2 + Fe_{общ}}. \quad (8)$$

В табл. 1 отражены результаты расчета активности минеральных добавок. Из нее видно, что коэффициенты гидратационной активности, определенные как по (4), так и по (5), отличаются незначительно.

На основе многолетних исследований мы убедились в том, что при введении в состав цемента минеральной добавки любого типа и происхождения в количестве до 10% его активность возрастает, а выше этого предела — понижается. Графически эта зависимость изображается гиперболическими кривыми разной конфигурации для различных типов добавки и цемента (рис. 1). На графике пунктиром показано изменение активности цемента при введении и увеличении количества минеральной добавки туфа или шлака в пределах до 5–7%: после повышения и достижения

## Активность минеральных добавок

Происхождение		Наименование	Хим. состав, %				Коэффициент активности Ка	Коэффициент гидратационной активности $\Gamma a = \ln K_a$ (5)	Активность по поглощению извести из раствора $a_{CaO}$	Коэффициент гидратационной активности $\Gamma a_0 = \ln \sqrt[3]{a_{CaO}}$ (4)		
			SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	RO	R <sub>2</sub> O						
Активные минеральные добавки	Природные	Осадочные	Диатомит	86,9	5,7	0,75	-	123,5	2,195	303	1,90	
			Трепел	83	10	2,5	-	37,2	1,90	301	1,90	
			Опока	75	8	2,5	-	33,2	1,87	300	1,90	
			Спонголит	85	4,5	0,89	1,56	36,53	1,89	300	1,90	
		Глиеж	54	23	3,5		22	1,76	40	1,23		
		Эффузивные (вулканические)	Пепел	62	15	4,5	5,5	7,7	1,43	70	1,42	
			ТУФ	72	12	2	4	14	1,62	105	1,55	
			Трасс	71,4	11,1	2,8	3,9	12,31	1,58	120	1,59	
			Пемза	66	16	4,0	7,0	7,445	1,42	73	1,43	
			Витрофир	69	12	4,37	-	18,83	1,71	105	1,55	
	Перлит		71,5	14,0	2,0	6,5	10,06	1,52	100	1,53		
	Искусственные	Спец. термообработанные	Глинит	69,4	14,4	4,5	1,3	14,45	1,60	75	1,44	
			Обож. породы	60	17	6	-	12,8	1,60	75	1,44	
			Сиштоф	79	3,7	1,5	-	55,2	2,0	380	1,98	
			Гл. сланец	60,0	19,0	4,0	4,7	9,08	1,49	-	-	
	Искусственные	Отходы производства	Гран. дом. шлак	36,0	12,0	46,0	0,5	1,41	0,58	-	-	
Элек. тер.ф.шлак			41,5	3,0	49,0	-	1,25	0,47	-	-		
Зола			56,0	31,0	4,5	2,2	12,99	1,60	60	1,36		
Топл. шлак			50,0	17,5	25	-	0,35	0,235	-	-		
Добавки-наполнители	Природные	Магматические	эффуз.	Базальт	50	18	15	4,0	3,58	1,13	18	0,763
				Диабаз	51	15	23	4,0	2,44	0,94	-	-
			интр.	Андезит	60	17	12	5,6	4,375	1,21	19	0,98
				Порфирит	60	16	13	5,0	4,22	1,20	24	1,06
				Диорит	59	16,5	14,0	5,5	3,87	1,16	-	-
		Сиенит	60	16,5	10,0	8,5	4,14	1,19	-	-		
		Осадочные	облом.	Реч. щебень	56	8,7	19,8	0,8	3,11	1,06	-	-
				Кв. песок	80	10	1,0	6,5	12,0	1,57	-	-
				Песчаник	78	5,0	7,0	1,5	9,76	1,51	-	-
			хим.	Доломит	0,5	0,3	52,5	0,5	66,25	2,05	-	-
	Известняк			0,55	0,25	54,5	0,12	68,28	2,05	-	-	
	Мергель	21,0	4,0	40,0	-	1,6	0,69	-	-			
	Искусств.	Мета мор.	Гнейс	61	18,5	10,5	4,5	5,3	1,29	-	-	
			Отв. дом. шлак	34,0	10,0	47,0	0,6	1,676	0,72	-	-	

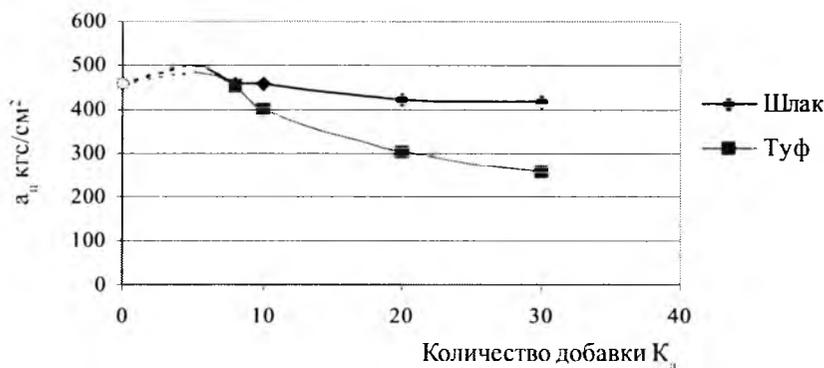


Рис. 1. Кривые зависимости активности цемента от количества и активности минеральной добавки

максимальной величины активность цемента снижается.

Математическо-каноническое

$$\text{уравнение гиперболы } \frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} = 1$$

после интерпретации дает возможность зависимость активности цемента от активности и количества минеральной добавки выразить в виде следующей формулы

$$\alpha_u = \alpha_k \left[ 1 - \left( \frac{K_d - X}{|K_d - X|} \right) \cdot \frac{K_d \cdot \alpha_d}{100} \right] \text{ кгс/см}^2 \quad (9)$$

где  $\alpha_k$  – активность клинкера, кгс/см<sup>2</sup>;  $\alpha_d$  – активность минеральной добавки;  $K_d$  – количество минеральной добавки в %;  $|K_d - X|$  – абсолютная величина разности количеств добавок;  $X$  – предельное количество (1–10%) данной добавки, при котором повышается активность цемента.

На основе (9) возможно рассчитать активность применяемой добавки (10) и количество минеральной добавки в составе цемента (11)

$$\alpha_d = \frac{100(\alpha_k - \alpha_u)}{K_d \alpha_k} \quad (10)$$

$$K_d \% = \frac{100 \left( 1 - \frac{\alpha_u}{\alpha_k} \right)}{\alpha_d} \quad (11)$$

Известен также метод ускоренного прогнозирования марки (активности) цемента и бетона с примене-

нием уравнения параболы.

Процесс гидратации цемента, который начинается с момента смешивания его с водой, продолжается месяцами и годами, однако в период определения марочной прочности (активности) цемента и бетона (28 сут) его условно можно разделить на периоды схватывания (45 мин–10 ч), интенсивного (1–7 сут), и постепенно замедляющегося (7–28 сут) набора прочности [3, 4]. Интенсивность нарастания прочности (активности) цемента и бетона во времени на начальном этапе (1–7 сут) выше, чем в поздние сроки (28 сут) твердения. Графически эта зависимость изображается параболоческими кривыми (рис. 2).

Математическо-каноническое уравнение параболы  $y^2 = 2px$  после интерпретации дает возможность зависимость прочности (активности) цемента и бетона от времени твердения выразить в следующем виде

$$A_{u28}(R_B)_{28} = \sqrt{2 \cdot A_3(R_3) \cdot T} - \frac{A_3(R_3)}{3} \quad (12)$$

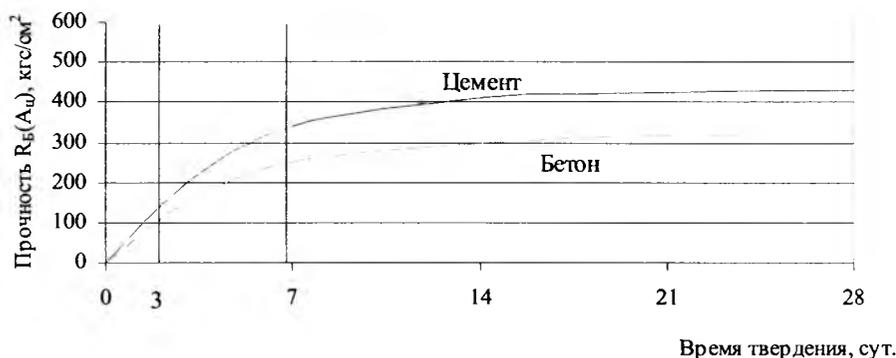


Рис. 2. Кривые твердения цемента и бетона

$$A_{u7}(R_B)_7 = \sqrt{2 \cdot A_3(R_3) \cdot T} + \frac{A_3(R_3)}{3} \quad (13)$$

где  $A_u$  – активность цемента, кгс/см<sup>2</sup>;  $R_B$  – прочность бетона, кгс/см<sup>2</sup>;  $T$  – время твердения, ч.

Вышеизложенное подтверждается тестированием цемента по ГОСТ 310.4, а бетона – по ГОСТ 10180-90.

Далее рассмотрим метод ускоренного прогнозирования марки (активности) цемента и бетона на основе соответствия интенсивностей схватывания цемента и тепловлажностной обработки.

Важнейшим этапом в процессе тестирования цемента является определение сроков схватывания, но полученная информация, к сожалению, используется только для его формальной характеристики. Схватывание является начальным этапом процесса твердения при гидратации цемента, и обработка его результатов на современном уровне знаний о химии цемента имеет большее практическое значение.

Определение начала и конца схватывания заключается в установлении времени, в течение которого чистое цементное тесто обнаруживает определенное сопротивление частичной деформации. Хотя испытания проводятся на чистом цементном тесте, они имеют значение при применении цемента в растворах и бетонах. Процесс схватывания цемента характеризуется не только началом и концом схватывания. Для полной характеристики свойств цемента необходимо обращать внимание и на интервал схватывания цемента, т. е. на время между началом и концом схватыва-

## Физико-механические показатели результатов испытаний цементов

Состав цемента, проценты по массе	Активность, кгс/см <sup>2</sup> , по													
	Параметры схватывания, ч. мин					ГОСТ 310.4					ускоренному определению на основе			
	минимальная добавка	начало	конец	интервал	3 сут	7 сут	28 сут	гиперболы	отклонение, %	параболы	отклонение, %	соответствия интенсивности твердения цемента и этапов ТВО в растворе составов 1+1	сразу после ТВО	отклонение, %
95	-	2-10	3-10	1-00	262	345	470	-	-	473	+0,64	2-10÷1-00÷1-00	460	-2,13
90	5 г/г	2-20	3-20	1-00	303	420	495	499	+0,81	502	+1,41	2-20÷1-00÷1-00	482	-2,63
85	10 --	2-30	3-40	1-10	180	275	390	412	+5,64	404	+3,60	2-30÷1-00÷1-00	386	-1,04
75	20 --	2-25	3-25	1-00	130	205	340	354	+4,12	352	+3,83	2-25÷1-00÷1-00	337	-0,88
65	30 --	2-20	3-05	0-45	90	132	290	296	+2,07	298	+2,76	2-20÷0-45÷0-45	272	-6,21
90	5 туф	2-10	3-00	0-50	310	389	500	506	+1,20	507	+1,40	2-10÷0-50÷0-50	504	+0,80
85	10 --	2-00	3-10	1-10	170	235	390	397	+1,79	395	+1,30	2-00÷1-10÷1-10	383	-1,79
75	20 --	2-05	3-25	1-20	125	175	335	324	-3,28	345	+2,80	2-05÷1-20÷1-20	339	+1,19
65	30 --	2-00	3-40	1-40	90	135	300	251	-16,33	298	-0,60	2-00÷1-40÷1-40	296	-1,33
90	5 шлак	2-15	3-30	1-15	306	400	495	507	+2,42	504	+1,82	2-15÷1-15÷1-15	499	+0,81
85	10 --	2-25	4-00	1-35	246	320	445	442	-0,67	461	+3,60	2-25÷1-35÷1-35	447	+0,45
75	20 --	2-30	4-10	1-40	260	340	460	415	-9,78	472	+2,61	2-30÷1-40÷1-40	460	0
65	30 --	2-45	4-25	1-40	170	264	395	388	-1,77	395	0	2-45÷1-40÷1-40	400	+1,26
90	5 щебень	1-55	3-00	1-05	266	350	475	495	+4,21	476	+0,21	1-55÷1-05÷1-05	470	-1,05
85	10 --	2-00	3-15	1-15	200	265	427	420	-1,64	423	-0,94	2-00÷1-15÷1-15	430	+0,70
75	20 --	2-05	3-25	1-20	162	250	375	370	-1,33	387	+3,20	2-05÷1-20÷1-20	380	+1,33
65	30 --	2-15	3-30	1-15	120	180	338	321	-5,03	339	+0,30	2-15÷1-15÷1-15	340	+0,60

Примечание: содержание гипса во всех цементах составило 5%.

ния. Итак, этап схватывания цемента характеризуется периодами начала (45 мин – 3 ч), интервала (30 мин–2 ч) и конца (3–5 ч), а также скоростью схватывания.

Как известно, начало схватывания – это момент, когда игла прибора Вика не доходит до дна цементного теста на 1 мм, а конец – когда опускается на 1 мм. Таким образом, между началом и концом схватывания сопротивление цементного теста проникновению иглы возрастает на 38 мм, так как общая высота теста в кольце равна 40 мм. Если мы эти 38 мм разделим на время между началом и концом схватывания, то получим скорость схватывания. Обозначим ее через  $C_{сх}$ . Тогда

$$C_{сх} = \frac{38 \cdot 60}{\text{Интервал схватывания}} = \frac{2280}{T_2 - T_1} \text{ мм/ч}, \quad (14)$$

где  $T_2$  – конец,  $T_1$  – начало схватывания цемента в мин.

С момента затворения цемента (бетонной смеси) в цементном тесте (бетонной смеси) параллельно (одновременно) протекает ряд сложных химических, физико-химических,

физико-механических превращений, тесно связанных друг с другом и оказывающих непосредственное влияние на формирование фазового состава и структуры цементного камня (бетона), которые определяют прочность и долговечность. При этом схватывание и нарастание прочности с момента затворения определяются динамической сменой лидерства возникающих новообразований и структур.

На начальной стадии уже через 30 с после затворения до наступления начала схватывания (45 мин–3 ч) “ведущим” процессом является образование из раствора ГСАК-3 и  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Условия образования первого, его количество и соотношение с  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  определяет начало схватывания цемента. Чем меньше значение соотношения (ГСАК-3)/ $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , тем позднее наступает начало схватывания цементного теста, и наоборот [4].

В стадии интервала схватывания (30 мин–2 ч) “ведущим” процессом является начало образования С-S-H и рост кристаллов ГСАК-3. Чем быстрее происходят эти процессы, тем меньше интервал схватывания цементного теста [3, 4].

В период наступления конца схватывания (3–5 ч) и после него “ведущими” процессами становятся образование С-S-H и переход ГСАК-3 в ГСАК-1. Чем интенсивнее протекают эти процессы, тем быстрее наращивается прочность цемента [3, 4].

Самым распространенным способом интенсификации процесса твердения цемента и бетона является тепловлажностная обработка (пропарка) в интервале температур 60...95 °С. Доказано [3], что при нагреве в интервале 75...100°С ГСАК-3 разрушается; ускоряется переход его в ГСАК-1; С-S-H более закристаллизован, чем образующийся при обычной температуре, и в нем уменьшается отношение Ca/Si (рентгеновский микроанализ С-S-H цементных паст дает отношение Ca/Si равное 2,00; 1,89; 1,70 и 1,45 для паст, выдержанных при 20, 45, 70 и 95°С соответственно). В начале процесса тепловлажностной обработки именно сроки схватывания цемента играют огромную роль.

На основе проведенных ранее исследований [4] нами доказано, что после ТВО большую прочность цементы показывают в тех случаях,

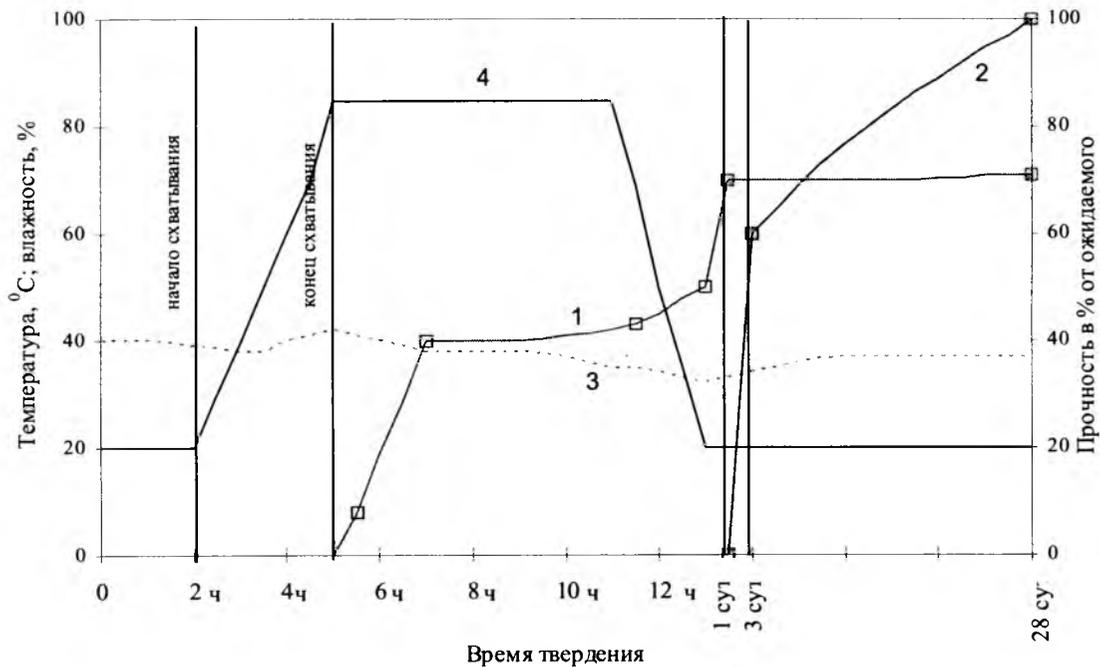


Рис. 3. Кинетика изменения прочности и веса (влажности) образцов цементного раствора в процессе и после пропарки 1 –изменение прочности в процессе и после пропарки; 2 –изменение прочности при нормальном твердении; 3 –изменение веса (влажности) образца; 4 –температура среды твердения

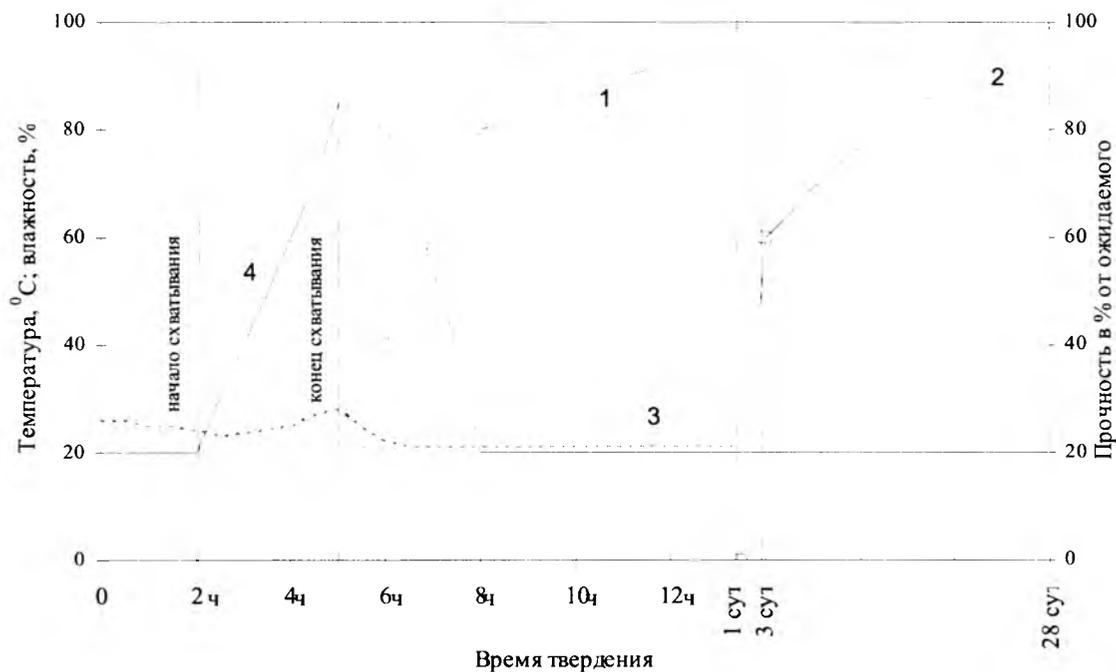


Рис. 4. Кинетика изменения прочности и веса (влажности) образцов цементного раствора (1:1) с монофракционным песком в процессе и после пропарки

1 — изменение прочности в процессе и после пропарки образца (1:1); 2 — изменение прочности при нормальном твердении образца (1:3) ГОСТ 310; 3 — изменение веса (влажности) образца; 4 — температура среды твердения

когда абсолютная величина скорости нагрева (подъема температуры), выраженная в °С/ч, не превышает абсолютную величину скорости его схватывания, выраженную в мм/ч. При быстром нагреве цементного камня или бетона, когда скорость нагрева превышает скорость схватывания (твердения),  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ , находящийся в составе цемента, не успевает полностью среагировать с  $\text{C}_3\text{A}$  цемента, и начиная с  $60^\circ\text{C}$  превращается в  $\text{CaSO}_4 \cdot 0,5\text{H}_2\text{O}$ . Образование ГСАК-3 из полуводного гипса происходит интенсивнее, чем из двухводного гипса, так как его растворимость выше, и цементный камень (бетон) расширяется — набухает.

При нормальном нагреве, когда его скорость не превышает скорость схватывания, ТВО ускоряет все процессы зарождения новообразований, и конечная прочность цементного камня (бетона) высокая. На этом основан разработанный нами метод прогнозирования прочности цемента и бетона. Найдена закономерность — полное выявление прочностных свойств цемента (активность) и бетона в процессе тепло-

влажностной обработки должно соответствовать по времени интенсивности схватывания цемента и тепловлажностной обработки:

начало схватывания цемента — начало разогрева бетона;

интервал схватывания цемента — продолжительность подъема температуры;

конец схватывания цемента — конец подъема температура до  $85 \pm 5^\circ\text{C}$ .

При этом скорость разогрева не должна опережать скорость схватывания или тепловыделения цемента (рис. 3).

В процессе ТВО наступает период, когда потеря влажности и рост прочности бетона замедляются (приостанавливаются), дальнейшая тепловлажностная обработка становится неэффективной в части повышения прочности, и ее необходимо прекратить, так как она вызывает спад прочности бетона. Этот период мы назвали моментом прекращения изотермического прогрева. Последний наступает тем быстрее, чем больше цемента в растворе или бетоне. При удвоении количества цемента в смеси, по сравнению со

смесью 1:3, или при составе смеси 1:1 экспериментально доказано, что необходимость изотермического прогрева исключается вовсе, и для полного выявления прочностных свойств цемента достаточно равномерно нагревать образец (до  $85 \pm 5^\circ\text{C}$ ) со скоростью, не превышающей скорость схватывания.

Вышеизложенное дает возможность определить прочность (активность) цемента и бетона за период 6–7 ч, что очень важно в процессе тестирования материалов (рис. 4).

### Библиографический список

1. Бутт Ю. М., Тимашев В. В. Практикум по химической технологии вяжущих материалов. — М.: Высшая школа. 1973. — С 217-223.
2. ГОСТ 22783-77. Бетоны. Метод ускоренного определения прочности на сжатие.
3. Тейлор Х. Химия цемента. Пер. с англ. — М.: Мир, 1996. 560 с.
4. Схвитаридзе Р. Е. Алуниевые быстротвердеющие и водонепроницаемые цементы с активными минеральными добавками, бетоны на их основе: Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. ГТУ/Тбилиси. — 1990. — 18 с.

С.М.ТРЕМБИЦКИЙ, Л.Н.БЕККЕР, кандидаты техн. наук (ЗАО НТЦ «Этэка»)

## Энергоэффективный способ интенсификации строительного производства

Предварительный разогрев бетонных смесей, приготовленных на современных портландцементе, является наиболее эффективным тепловым методом ускорения твердения бетона в конструкции. Концентрируя процесс энергопотребления и разогрева во времени (10 -15 мин вместо 20-24 ч) и в пространстве (объем бункера или бетоновода вместо объема захватки), этот метод обеспечивает:

максимальный энергетический КПД и минимальную энергоёмкость; широкий диапазон температуры разогрева бетона;

наибольший эффект ускорения твердения бетона и сокращения сроков строительства [1].

Однако реализация этого метода на стройках требует высокого организационного и технического уровня выполнения строительных работ. Быстро разогретая бетонная смесь должна быть своевременно уложена в опалубку конструкции до критического снижения её подвижности и удобоукладываемости. Вторая сдерживающая причина – отсутствие надёжных, хорошо управляемых установок с отработанным механизмом очистки электродов. Часто фактором, ограничивающим применение электроразогрева бетонной смеси, является необходимость использования высокой по величине электрической мощности. Тем не менее, предварительный электроразогрев, эффективно использующий электропроводящие свойства бетонной смеси, считается перспективным тепловым методом в технологии монолитного строительства крупных гражданских, промышленных и

особенно гидротехнических объектов в зимний период и преимущественно в условиях Севера.

Время порционного разогрева бетонной смеси, технологически допустимое и практически реальное, находится в пределах 8-15 мин. Температура разогрева бетонной смеси составляет [2]: для массивных конструкций с модулем поверхности 3-5 м<sup>-1</sup>....30-50 °С; для изделий с модулем поверхности более 5 и до 12 м<sup>-1</sup>....50-70 °С. Время выдержки смеси после разогрева до укладки её в конструкцию может быть принято равным 15-20 мин в зависимости от начальной подвижности смеси и минералогического состава цемента.

К моменту остывания бетонной смеси в конструкции до 0 °С обеспечивается прочность [3]:

(50–70)% от марочной при применении обычных портландцементов без добавок - ускорителей твердения;

(40–60)% - при применении шлакопортландцемента.

Для получения указанной прочности бетона до замерзания необходимо соответствующее утепление конструкции, определяемое расчётом в зависимости от модуля поверхности и температуры среды. Информация по кинетике прочности бетона, значениям критической и расплубочной прочности, а также технике утепления конструкций, бетонизируемых в зимнее время, приведена в работе [4]. Основные энергетические и технологические параметры электроразогрева бетонной смеси (для бункера с объемом бетона 1 м<sup>3</sup>) приведены в табл. 1.

Возможны различные технические варианты применения электроразогрева бетонной смеси в условиях строительного производства.

Технологическая схема участка электроразогрева бетонной смеси на строительной площадке приведена на рис.1.

Таблица 1

Параметры	Значения параметров при разогреве смеси до температуры, °С				
	30	40	50	60	70
Расход электроэнергии, кВт. ч/м <sup>3</sup> (t <sub>0</sub> =10 °С; η = 0,9)	15,5	23	31	39	46,5
Мощность, кВт (τ <sub>р.ср.</sub> = 15 мин)	62	92	124	156	186
Время (ч) остывания до 10°С конструкции с Мп =10 в опалубке с К = 2 при t <sub>б</sub> = - 15 °С и Ц = 300 кг/м <sup>3</sup>	28	34	38	42	45
Прочность, достигаемая бетоном за время остывания, %Rм (M <sub>б</sub> =300, ПЦ 400, t <sub>ср.</sub> = t <sub>ср.б.</sub> +5°С)	30	40	50	60	70

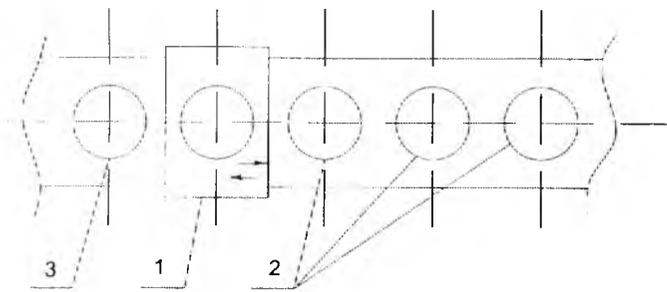


Рис.1. Схема технологического поста разгрузки бетонной смеси и её разогрева на строительной площадке (вид в плане)

1 – установка электроразогрева бетонной смеси; 2 – бункеры; 3 – место очистки электродов

Электроразогрев бетонной смеси осуществляется в бункерах ёмкостью до  $1 \text{ м}^3$  с помощью электродов, к которым подаётся регулируемое напряжение с номиналом 380 В. Конструкция бункера может быть любой. Конструкция электродов зависит от конструкции бункера и должна обеспечивать равномерный разогрев смеси. Электроды являются принадлежностью поста электроразогрева, где они погружаются в бетон и извлекаются из него после его разогрева. Электроды по форме могут быть линейные плоские и стержневые, сплошные и с вырезами. Более предпочтительными являются многостержневые электроды, образующие перемеща-

емую электродную группу. Такие электроды гарантируют равномерность прогрева основного объёма смеси в бункере до заданной температуры. Причём смесь у стен бункера может быть разогрета до более низкой температуры, что важно с точки зрения ограничения снижения подвижности смеси в этой зоне.

Возможен электроразогрев бетонной смеси в специальных перемещаемых бункерах, устанавливаемых непосредственно у бетонированных конструкций (на опалубке стен, колонн, плит, перекрытий и т.д.). Предлагается конструкция бункера с вертикальным электродным блоком в виде набора стальных стержней диаметром 8-16 мм, включае-

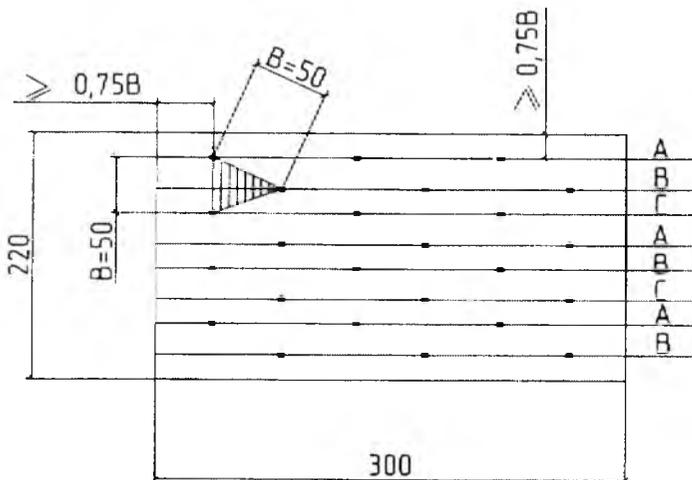


Рис.2. План размещения электродов в массе бетона по схеме «равномерного электрического и пространственного треугольника»

мых по схеме «равномерного электрического и пространственного треугольника» (рис. 2, 3).

После загрузки смеси в бункер на электроды подаётся плавно или ступенчато увеличиваемое напряжение, обеспечивающее в соответствии с фактическим удельным электросопротивлением смеси требуемые мощность, скорость, температуру и время разогрева. Возможный диапазон удельного электрического сопротивления бетонной смеси составляет 300 – 1200 Ом·см. Разогрев бетонной смеси при бетонировании монолитных железобетонных конструкций осуществляется следующим образом: бункер (или бункеры) устанавливается крапом над опалубкой бетонированной конструкции (колонна, участок стены, зона плиты или перекрытия и т.д.); затем в бункер кубелем или

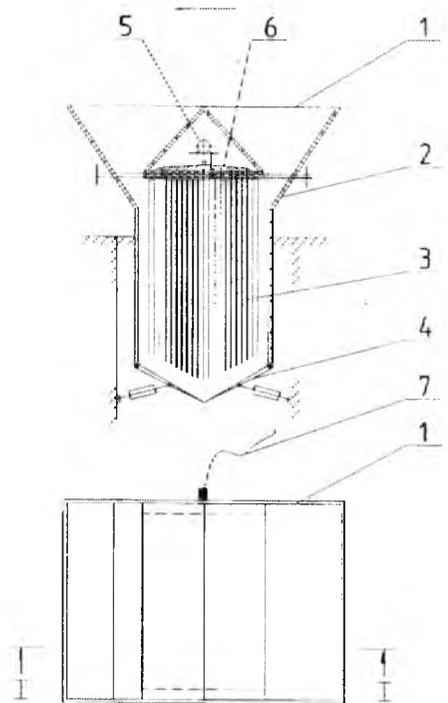
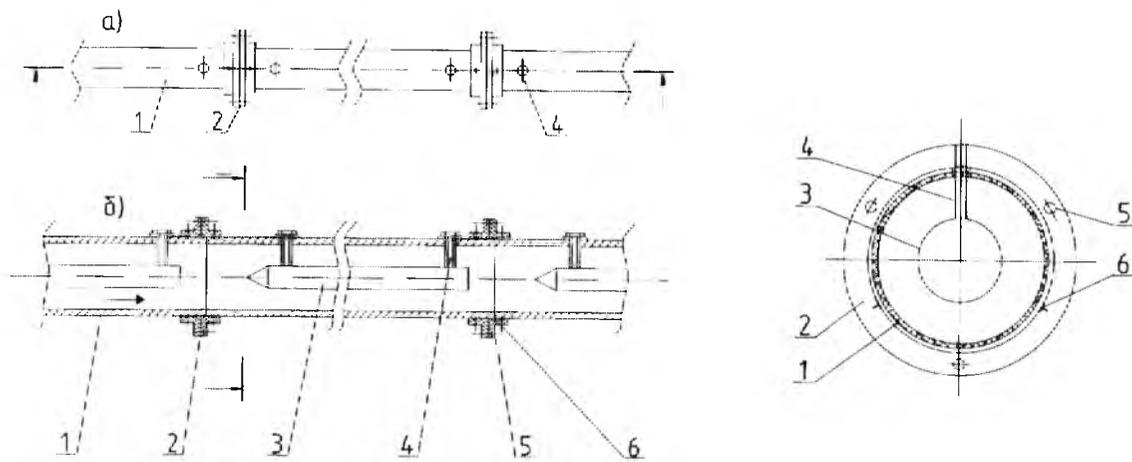


Рис.3. Бункер для электроразогрева бетонной смеси с вертикальным электродным блоком, включаемым по схеме «равномерного электрического и пространственного треугольника»

1 – воронка; 2 – бункер; 3 – электродный блок; 4 – затвор; 5 – вибратор; 6 – кабельный разводка; 7 – кабель



**Рис. 4. Конструкция бетоновода с термоактивной вставкой из однофазных звеньев**

*а – общий вид звеньев бетоновода; б – конструкция стыкующихся звеньев бетоновода*

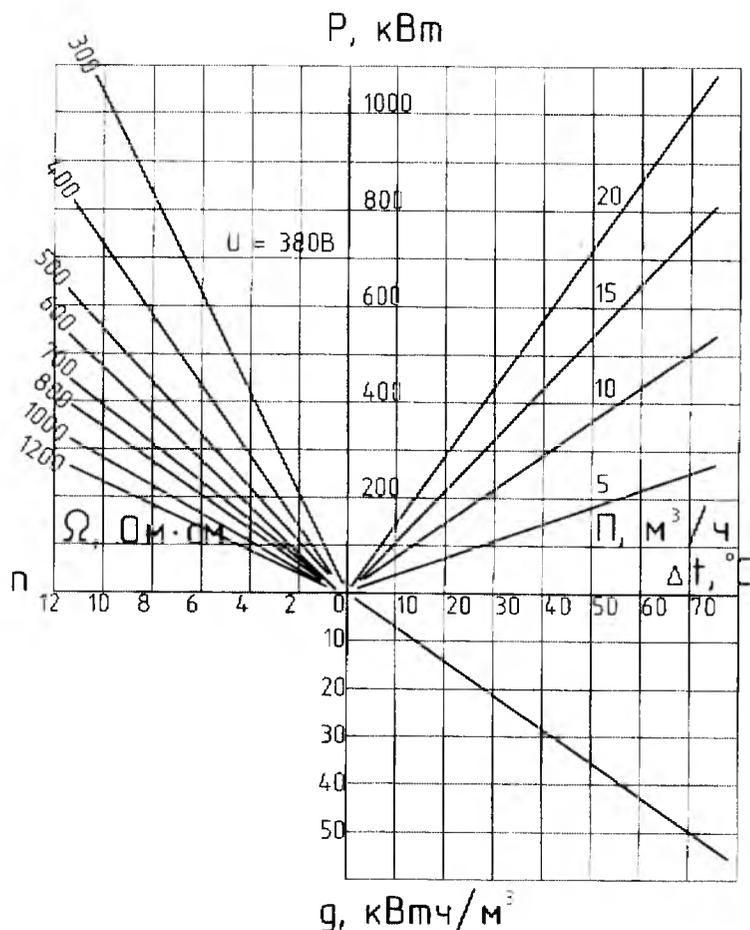
*1 – труба звена стальная; 2 – фланцы стыка звеньев; 3 – электроды трубчатые; 4 – конструкция крепления и подключения электродов; 5 – место соединения фланцев; 6 – место соединения фланца с трубой*

бетононасосом подаётся бетонная смесь, где она разогревается до заданной температуры и выгружается в опалубку конструкции, где виброуплотняется.

Разогрев бетонной смеси в процессе её передачи с помощью бетононасоса можно осуществить в бетоноводе, оснащённом специальной электродной термовставкой. Технический вариант такой термоактивной вставки, состоящей из однофазных электродных звеньев, приведён на рис.4.

Термоактивная вставка бетонопровода собирается из отдельных электродных звеньев, число которых зависит от температуры разогрева, производительности бетононасоса и удельного электросопротивления бетонной смеси. Задаваемая температура разогрева последней при известной производительности бетононасоса определяет величину требуемой электрической мощности. Значение её достигается установкой напряжения, соответствующего конкретному значению удельного электросопротивления бетонной смеси.

Величина рациональной производительности бетононасоса при передаче бетонной смеси с электропрогревом составляет 5-10 м³/ч.



**Рис.5. Номограмма параметров бетонопровода для электропрогрева бетонной смеси в процессе её передачи бетононасосом**

$\Delta t, ^\circ\text{C}$  – прирост температуры бетонной смеси;  $g, \text{кВт}\cdot\text{ч}/\text{м}^3$  – удельный расход электроэнергии;  $P, \text{кВт}$  – мощность;  $\Omega, \text{Ом}\cdot\text{см}$  – удельное электросопротивление бетонной смеси;  $\Pi, \text{м}^3/\text{ч}$  – производительность бетононасоса;  $n$  – число электродных звеньев с длиной электродной зоны 2 м в трубах  $\varnothing, 125 \text{ мм}$

Таблица 2

Показатели	Ед. изм.	Значения показателей при использовании	
		греющего провода	электропрогрева бетонной смеси
Расход энергии удельный (пример) при КПД энергопотребления	кВт.ч/м <sup>3</sup>	40	40
	%	до 50	95
Прирост температуры ( $\Delta t$ ) над начальным её значением при прогреве	°С	20	50
Расход греющего провода удельный средний	м/м <sup>3</sup>	50	—
Затраты энергетические текущие суммарные	руб/м <sup>3</sup>	≈ 95	≈ 50
Оценка экономического эффекта от применения электропрогрева бетонной смеси: удельного суммарного на объём бетона 5000 м <sup>3</sup> за сезон в 7 мес	руб/м <sup>3</sup>	—	45
	руб	—	225000

Такой темп подачи разогретого бетона удобен по параметрам технологическим (при его укладке в опалубку конструкции с последующей тепловой защитой) и электротехническим, а именно по величине требуемой мощности. Оценка параметров термоактивного бетоновода может быть осуществлена с помощью номограммы, приведённой на рис.5.

Рассмотренные варианты реализации электропрогрева бетонной смеси в условиях стройплощадки представлены и как известные, и как новые технические решения, способные повысить эффективность монолитного домостроения в условиях климата России, что, возможно, сможет заинтересовать строительные организации и убедить их в целесообразности финансирования данной разработки

Для энергоснабжения рассмотренных установок могут быть использованы:

трансформатор местный, дающий энергию на стройку;

отдельный трансформатор типа

ТМ или ТС трёхфазный с вторичным напряжением 220/380 В или дизельная электростанция специально для поста электропрогрева;

тиристорные преобразователи напряжения типа ПНТТВ-250 или ПНТТВ-630.

Управление процессом разогрева и контроль его параметров осуществляются с пульта управления, имеющего контрольно-измерительные приборы и соответствующее коммутационное и защитное оборудование.

При использовании греющих проводов в связи с высокой длительностью прогрева бетона конструкции ( $\Delta t=20^{\circ}\text{C}$ ;  $\tau_p=24$  ч) время достижения распалубочной прочности в зависимости от температуры воздуха составляет 3-6 сут с увеличением общего рабочего цикла за счёт времени укладки и монтажа греющего провода. При использовании электропрогрева бетонной смеси и тепловой защиты конструкции общее время её возведения сокращается на 2-3 сут (в сравнении с вари-

антом применения греющего провода). Время использования опалубки в цикле бетонирования конструкции и твердения бетона сокращается в 2 раза.

При электропрогреве бетонной смеси повышается эффективность использования электроэнергии. Прогрев бетона греющим проводом, например, стеновых конструкций характеризуется следующими средними параметрами: при температуре воздуха  $-10^{\circ}\text{C}$  требуемая мощность лежит в пределах 1,5-3 кВт/м<sup>3</sup>, а минимальный удельный расход энергии при суточном прогреве бетона на  $\Delta t = 20^{\circ}\text{C}$  не превышает 40 кВт.ч/м<sup>3</sup>. При электропрогреве бетонной смеси также на  $\Delta t = 20^{\circ}\text{C}$  расход электроэнергии не превысит 20 кВт.ч/м<sup>3</sup>, или составит около 40 кВт.ч/м<sup>3</sup> при более эффективном использовании энергии с разогревом бетона на  $\Delta t$  в  $50^{\circ}\text{C}$ . Технико-экономические показатели электротермических методов прогрева бетона конструкций приведены в табл. 2.

Таким образом, известный тепловой метод ускорения твердения бетона, а именно электропрогрев бетонной смеси до или в период её укладки в утеплённую опалубку и предлагаемые технические решения с использованием бункеров или бетононасосов способны существенно повысить темпы строительства и эффективность использования рабочего времени, энергии и опалубки при монолитном и монолитно-сборном возведении зданий и сооружений.

## Библиографический список

1. Трембицкий С.М. Энерго- и ресурсосбережение в заводской и строительной технологии изготовления железобетонных изделий и конструкций. – М.: Стройиздат, 2004, с.262.
2. Месинёв Г.Г., Баршак И.С. Электропрогрев бетонных смесей при горячем формировании изделий. ВНИИЭСМ, М., 1970.
3. Рекомендации по применению в зимних условиях бетонных смесей, предварительно разогретых электрическим током. НИИЖБ, М., Стройиздат, 1969.
4. Руководство по зимнему бетонированию с применением метода термоса. М., Стройиздат, 1975, с.191.

## Гелиотехнология при производстве железобетонных изделий в Республике Казахстан

Республика Казахстан обладает значительными запасами сырьевых ресурсов. Однако все виды органических топлив, используемых в промышленности, справедливо относят к невозобновляемым источникам энергии, так как они имеют ограниченные запасы. Увеличение или сохранение темпов отрицательного воздействия на природу в результате промышленной деятельности и энергопроизводства вынуждают искать способы использования чистых видов энергии и прежде всего солнечной. Южный Казахстан имеет 154-210 солнечных дней в году с температурой воздуха от 20 до 45 °С, что создало благоприятные условия для развития исследований в данном направлении.

Автором разработаны и внедрены эффективные малоэнергоёмкие способы интенсификации твердения бетона на полигонах с применением традиционных источников энергии при недостаточном поступлении солнечной энергии. Первый предполагал использование плоских электронагревателей (ТЭНов), которые устанавливались в поддоне гелиокамеры под формой изделий. При этом осуществлялась гелиотермообработка с использованием солнечной энергии и электрообогрев бетона, покрытого пленкообразующим составом. По второму способу греющий нагревательный элемент устанавливали непосредственно на форму с бетоном, покрытым ВПС, через который подводилось дополнительное тепло, и одновременно использовалась солнечная энергия. Третий способ также прост в реализации: свежееуложенный бетон, покрытый пленкообразующим составом, укладывали в гелиокамеру, снабженную термoeлектронагревателями, расположенными в нижней части камеры, а сверху размещали греющие нагревательные элементы (шнуры).

Особое место среди физических процессов, происходящих в свежееуложенном бетоне при гелиотермо-

обработке, занимает его обезвоживание. При нарушении технологии гелиотермообработки или при неправильном уходе бетон в жаркую сухую погоду теряет в течение первых суток 50-70% воды затворения, при этом основная ее часть удаляется в течение первых суток.

Исследования пластической усадки тяжелого бетона в зависимости от температурно-влажностных условий твердения подтвердили эффективность методов гелиотермообработки в светопрозрачных камерах с использованием пленкообразующих составов по сравнению с бетонами, твердевшими без ухода в условиях сухого жаркого климата при  $t=35-38$  °С и  $\phi = 25-30$  %. При этом максимальная пластическая усадка бетона, твердевшего в светопрозрачной камере, через 6 ч твердения находилась в пределах 0,4-0,6 мм/м, тогда как усадка образцов бетона, твердевших без ухода, в условиях сухого жаркого климата составила 5 мм/м.

Кинетика роста прочности цемента и бетона в значительной степени зависит от температурно-влажностных условий. Гелиотермообработку проводили по мягкому режиму, при котором скорость подъема температуры бетона составляет 5-7 °С/ч, длительность изотермической выдержки при максимальной температуре 50-70 °С – 5-7 ч, остывание до температуры 35-50 °С со скоростью 1,5-2,5 °С/ч до достижения бетоном в суточном возрасте 50-70%  $R_{28}$ . Исследования показали, что при гелиотермообработке прочность бетонов, изготовленных по второму способу, когда тепло подводится сверху на изделие, на 20% превышает прочность бетонов, твердевших по первому способу, с использованием ТЭНов в нижней части камеры под формой изделий. Прочность бетона, изготовленного по третьему способу, когда дополнительное тепло подводится и сверху, и снизу, на 20-30% выше по сравнению с прочностями бетонов,

прогреваемых по первому и второму способам. Если рассматривать прочность этих бетонов с точки зрения покрытия пленкообразующим составом, то можно сделать вывод, что при использовании ВПС при всех трех способах прочность повышается до 30%.

Так как все три вида гелиотермообработки были проведены по мягким режимам, то по основным структурным характеристикам бетоны нормального твердения и подвергнутые гелиотермообработке схожи. Поэтому проведенные исследования на морозостойкость подтвердили данные предположения, и все образцы выдержали 300 циклов попеременного замораживания оттаивания с  $K=1,05-1,2$ .

Модуль упругости бетонов, подвергнутых рассмотренными способами гелиотермообработки, на 10-15% выше, чем аналогичный показатель у бетонов, прошедших тепловую обработку пропариванием, что можно объяснить мягкими режимами гелиотермообработки.

Гелиотермообработка в светопрозрачных камерах под пленкообразующим составом может применяться при агрегатно-поточном, стендовом технологических способах производства. Нужно отметить, что гелиотехнология сегодня находит широкое распространение в Республике Казахстан, особенно в южных районах. Применение гелиотехнологии гарантирует высокое качество изделий и конструкций, поскольку в бетоне не происходят характерные для других видов тепловой обработки деструктивные процессы, и физико-механические свойства этих бетонов аналогичны свойствам бетонов нормального твердения.

Разработанные методы гелиотермообработки железобетонных изделий и конструкций были внедрены на ряде заводов, а также в условиях открытых цехов и полигонов в Республике Казахстан.

*В.А.КЛЕВЦОВ, д-р техн. наук, проф., А.Н.БОЛГОВ, инж. (НИИЖБ)*

## **Действительная работа узлов плоской безбалочной безкапитальной плиты перекрытия с колоннами при продавливании**

Плоские безбалочные безкапитальные плиты перекрытия (ПББПП) являются в настоящее время одними из самых распространенных конструкций. Между тем вопросы, связанные с определением их несущей способности и деформативности, изучены недостаточно. Одним из таких вопросов является определение несущей способности ПББПП на продавливание. Это связано с тем, что экспериментальные исследования проводились на моделях, не точно воспроизводящих действительную работу узлов.

Изучению этого вопроса посвящено большое количество работ отечественных и зарубежных исследователей начиная с 20 гг. прошлого века [1]. Но и в настоящее время нет единого мнения о работе плиты при продавливании и механизме разрушения. Результаты экспериментов по продавливанию плит при разной прочности бетона ( $R_b$ ), с разным процентом продольной арматуры плиты ( $m$ ), отношения толщины плиты к размеру сечения колонны ( $h/c$ ) показывают, что изменяется не только несущая способность плиты, но и характер разрушения — от хрупкого до пластического. Граница между двумя видами весьма условна. Как показывают экспериментальные данные, хрупкий характер разрушения отмечается у плит с невысоким процентом армирования, а также при высокой прочности бетона плиты. Заметное влияние на характер разрушения и величину силы продавливания оказывают форма колонны, а также наличие отверстия вблизи узла, причем расположение отверстий (у короткой грани, длинной или угла) влияет по-разному.

Роль каждого фактора в несущей способности еще не достаточ-

но проработана в отечественных нормах. Как показал проведенный ранее сравнительный анализ отечественных норм [3] и экспериментальных данных [2], необходима их корректировка. В частности, неоправданно завышена несущая способность при невысоких процентах армирования ( $\mu < 1.0\%$ ), а также при применении в плите бетона прочностью выше 35–40 МПа (В40–В45). Формулы [3] схожи с формулами американских норм [4]. Подробный анализ американских и австралийских норм был выполнен в работе [5], в которой авторы пришли к тем же выводам.

Большинство формул для расчета на продавливание, в том числе и в отечественных нормах, построены на принципе моделирования работы плиты в предельной стадии. Можно выделить два основных подхода в соответствии с представлениями о сопротивлении плиты продавливанию. Часть исследователей считает, что плита сопротивляется за счет прочности бетона на растяжение. Исходя из этого, определяют условную пирамиду продавливания и суммируют растягивающие напряжения по ее поверхности, которые по условию прочности не должны превосходить некоторой величины прочности бетона на растяжение (для отечественных норм  $R_{bt}$ ). Другой подход основывается на предположении, что плита сопротивляется за счет работы сжатой зоны вблизи колонны, которая находится в условиях сложного напряженного состояния сжатия. При этом прочностью бетона на растяжение пренебрегают. Оба подхода требуют определения поправочных эмпирических коэффициентов.

На наш взгляд, работу плиты на

продавливание нельзя определить ни одной из перечисленных механических моделей. Механизм разрушения плиты при продавливании имеет переходные формы, и в том случае, когда прочность бетона высокая либо невысокий процент армирования, несущая способность определяется главным образом работой бетона на растяжение. В то же время, когда плита имеет средний и высокий процент армирования или среднюю прочность бетона, несущая способность определяется прочностью сжатой зоны. На это указывает характер разрушения: как известно, разрушение при растяжении носит хрупкий характер, в то время как работа бетона в условиях трехосного сжатия характеризуется значительными пластическими деформациями.

В настоящее время развивается направление в разработке моделей для расчета плит на продавливание, основанное на аппарате теории упругости и МКЭ. Сравнительные расчеты показывают хорошую сходимость с экспериментальными данными, что позволяет использовать этот метод в качестве инструмента для изучения узлов в различных условиях их работы, смоделировать которые экспериментально оказывается практически невозможным.

Основная часть экспериментальных данных по продавливанию получена на образцах, представляющих собой фрагменты перекрытия, нагруженных сосредоточенной нагрузкой либо через металлический штамп, либо через фрагмент колонны, т.е., по сути, это работа плиты покрытия. Часть образцов испытана на пружинном стенде или на грунтовом основании, моделирую-

щих работу фундамента. Таким образом, при установлении расчетных зависимостей использованы данные, которые не в полной мере учитывают работу междуэтажных перекрытий.

В лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБ были проведены экспериментальные исследования по изучению влияния на несущую способность при продавливании сжимающего усилия со стороны верхней колонны. Для этого была изготовлена установка, позволяющая создавать одновременно усилие на верхнюю и нижнюю колонны образца.

Всего было испытано 3 образца узла, все они имели одинаковые размеры и армирование, прочность бетона изменялась в пределах статистической изменчивости ( $R_b = 44 - 47 \text{ МПа}$ ). Все образцы были без поперечной арматуры в плите. Образцы отличались величиной нагрузки на верхней колонне; первый образец был испытан без нагрузки на верхней колонне, второй – с нагрузкой 70 тс и третий – с нагрузкой 35 тс.

Первые трещины возникали на верхней, растянутой при испытании поверхности плиты, в радиальном направлении от колонны. В образце 1 образование трещин отмечалось при нагрузке 10 тс, тогда как у образцов 2 и 3 – при нагрузке 18 тс и 9 тс соответственно. Затем на расстоянии 2-3 см от грани колонны возникали кольцевые трещины.

Разрушению образцов предшествовали пластические деформации. При этом усилие нижнего домкрата долго не удавалось довести до нагрузки следующей ступени, а на верхней поверхности плиты образовывалась выпуклая зона. После этого происходил резкий хлопок с выделением из плиты замкнутого тела в виде усеченного конуса.

О значительных пластических деформациях сжатой зоны образцов свидетельствуют замеренные в процессе нагружения относительные деформации сжатия бетона на нижней поверхности (рис. 1-3).

Из графиков на рис. 1-3 видно, что деформации бетона сжатой зоны в тангенциальном направлении значительно превосходят деформации в радиальном направлении, а на

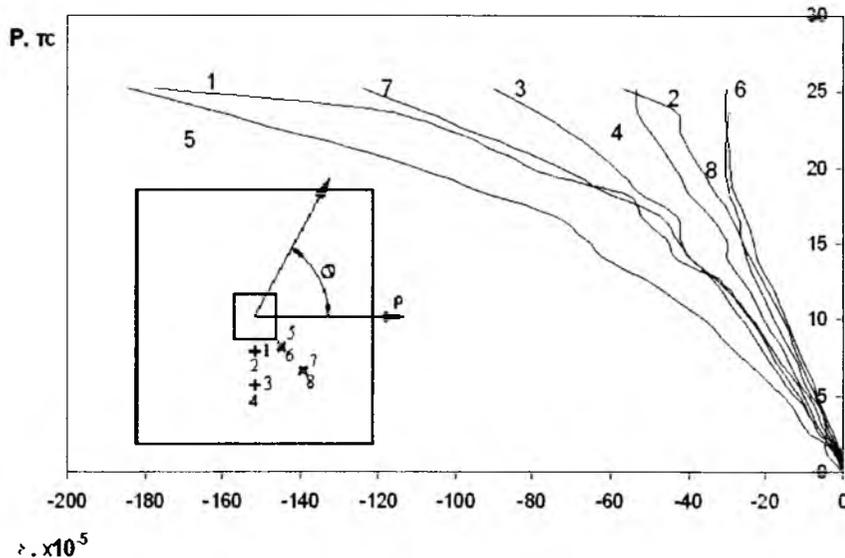


Рис. 1. Средние относительные деформации бетона на нижней поверхности образца 1

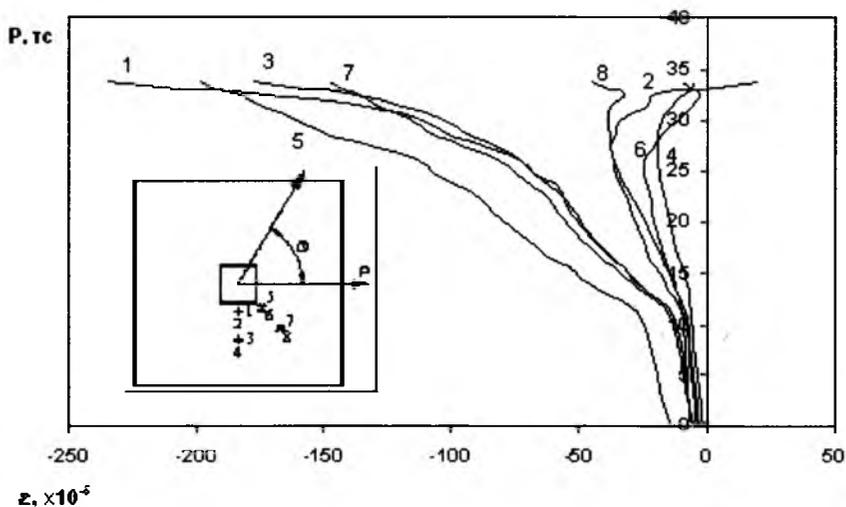


Рис. 2. Средние относительные деформации бетона на нижней поверхности образца 2

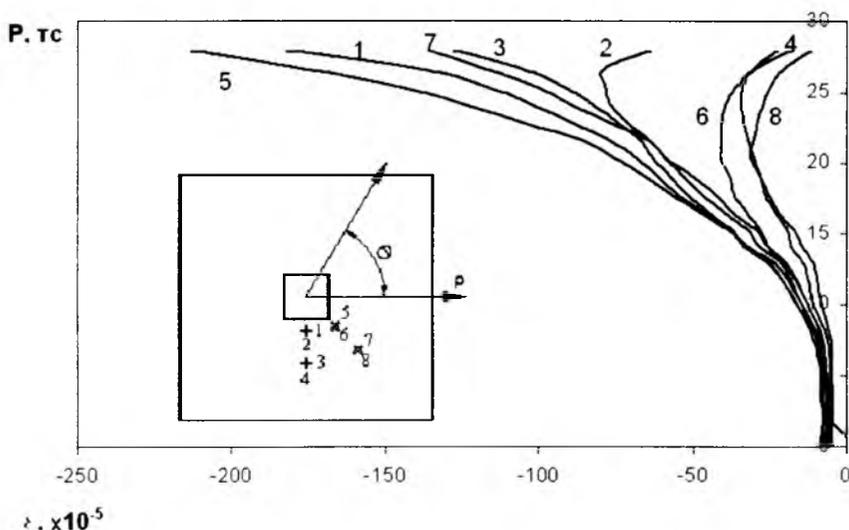


Рис. 3. Средние относительные деформации бетона на нижней поверхности образца 3

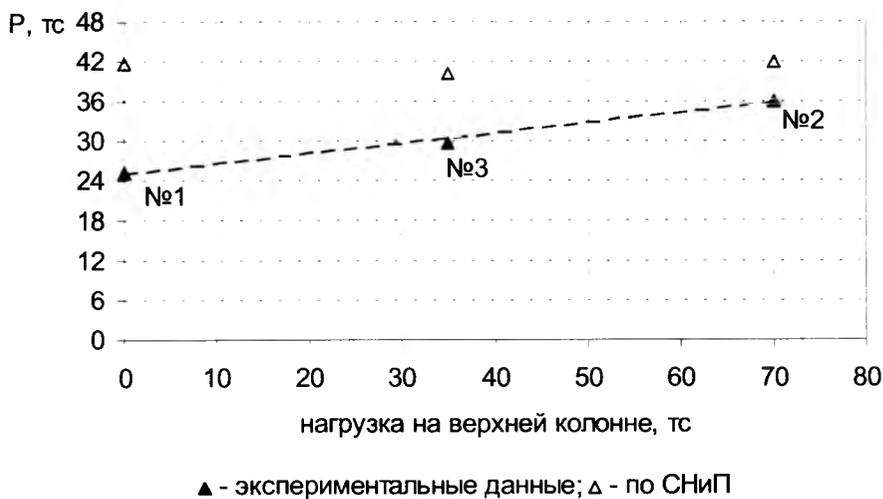


Рис. 4. Несущая способность на продавливание образцов 1, 2 и 3

последних стадиях работы образца деформации радиального направления даже начинают уменьшаться. Причем у образца 2 значения показаний отдельных датчиков радиального направления фиксировали, что сжимающие деформации переходят в растягивающие. Таким образом, характер изменения деформаций указывает на развитие больших пластических деформаций сжатой зоны плиты.

Все образцы были разрушены от продавливания с характерным для этого вида разрушения признаками. Разрушающая нагрузка для образцов составила 25,2, 36 и 29,7 тс со-

ответственно для 1, 2 и 3 образцов (рис. 4).

Из графика (рис. 4) видно, что несущая способность, определенная по формулам СНиП, оказывается завышенной.

В настоящее время в лаборатории проводятся исследования по КЭ моделированию работы узлов ПББПП с колоннами, в том числе узлов с колоннами из высокопрочного бетона.

#### Выводы

1. Разрушения ПББПП при продавливании имеет несколько меха-

низмов, при которых роль прочности бетона на растяжение и сжатой зоны плиты изменяется в зависимости от физических и геометрических параметров конструкции.

2. Несущая способность и работа междуэтажных плит перекрытия на продавливание отличается от работы фундаментных плит и плит покрытия.

3. Величина усилия на верхней колонне повышает несущую способность плиты на продавливание, а также оказывает положительное влияние на жесткость плиты.

4. Формулы норм для определения несущей способности на продавливание плит перекрытия и покрытия из бетона классов В40-В45 завышают фактическую несущую способность и не учитывают влияния сжатия верхней колонны на величину несущей способности.

#### Библиографический список

1. Talbot A.N. Reinforced concrete wall footings and column footings. Bulletin №67, University of Illinois Engineering Experiment Station, Mar. 1913.
2. Клевцов В.А., Болгов А.Н. О некоторых проблемах расчета монолитных безбалочных безкапитальных перекрытий. Вестник отделения строительных наук. Вып.8. РААСН. – М.: 2004.
3. СНиП 2.03.01-84\* Бетонные и железобетонные конструкции.
4. ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Detroit. American Concrete Institute. 1995.
5. D. Tuan Ngo. Electronic Journal of Structural Engineering, 1, 2001.

Д.Х.КАСАЕВ, канд.техн. наук (Карачаево-Черкесская государственная технологическая академия)

## Прочность железобетонных элементов таврового сечения при изгибе с кручением

В исследовании [1] была получена формула для оценки прочности элементов таврового сечения при кручении.

В работе [2] для элементов пря-

моугольного сечения была определена предельная область при совместном действии изгиба с кручением. Расчетные условия, описывающие эту предельную область, имеют вид:

• при интенсивном изгибе с кручением, когда  $T_M \leq 0,5 T$ ,

$$M_T = M; \quad (1)$$

• при изгибе с кручением, когда  $M_T / M > 0,5$  и  $T_M / T > 0,5$ ,

$$M_T / M + T_M / T = 1,5; \quad (2)$$

• при интенсивном кручении с изгибом, когда  $M_T \leq 0,5 M$ ,

$$T_M = T, \quad (3)$$

где  $M, T$  - несущая способность при изгибе и кручении, определяемые соответственно по формулам СНиП [3] и формуле, полученной в работе [1], соответственно;  $M_T, T_M$  - несущая способность по изгибу и по кручению, соответственно, при совместном действии изгиба с кручением.

Проведенными исследованиями было установлено, что условия (1...3) справедливы для элементов коробчатого, кольцевого и двутаврового сечений при аналогичном нагружении.

Для проверки гипотезы о том, что условия (1...3) будут справедливы и для элементов таврового сечения, были использованы опытные данные, полученные в исследованиях, приведенных ниже.

**Опыты Т.П. Чистовой [4].** На действие изгиба с кручением подверглись четыре серии из 14 балок таврового сечения. Проектные размеры поперечного сечения были приняты следующими: высота 30 или 40 см; толщина стенки 8 см; толщина полки 5 или 8 см и ширина полки 22 см. Балки первой и второй серий имели одинаковую схему продольного армирования, которая состояла из 4 стержней, два из которых располагались в верхней и нижней зонах стенки, а два остальных - в свесах полки. В балках третьей серии продольная арматура состояла из 6 стержней, расположенных по предыдущей схеме, только у верхней и нижней грани стенки ставились спаренные стержни. В балках четвертой серии было предусмотрено 8 продольных стержней диаметром 4, 6, 12 или 14 мм с пределом текучести 253...607 МПа.

Балки первой, второй и третьей серий армировались сварным пространственным каркасом, состоящим из двух плоских каркасов, расположенных в стенке и полке. Балки четвертой серии армировались вязаными каркасами, в которых продольные стержни охватывались зам-

кнутыми хомутами, расположенными в стенке и полке. Поперечные стержни балок первых трех серий диаметром 6 или 8 мм приваривались к продольным стержням с шагом 10 см и имели предел текучести 309...403 МПа. Образцы четвертой серии армировались хомутами, изготовленными из арматурной проволоки диаметром 4 мм и условным пределом текучести 607 МПа. При испытаниях образцов первой и второй серий полка располагалась в растянутой от изгиба зоне, а в образцах третьей и четвертой серий - в сжатой. Призмальная прочность бетона изменялась в пределах 18,9... 27,9 МПа.

**Опыты Н.Н. Ячменевой [5].** Из 12 балок таврового сечения 8 образцов нагружались изгибающим и крутящим моментами, остальные 4 балки были подвергнуты действию изгибающего, крутящего моментов и поперечной силы. Образцы проектировались высотой 20 см, толщиной полки и стенки 6 см, при ширине полки 15 см. Продольное армирование было принято по трем схемам. В первой схеме предусматривалось 6 продольных стержней, расположенных по внешним углам сечения. При второй схеме устанавливалось 8 стержней, два из которых располагались в верхней зоне стенки, остальные по внешним углам сечения. В третьей схеме предусматривались четыре стержня, два из которых располагались у нижней грани стенки, и два - в верхних углах полки. Продольные стержни были приняты диаметром 6, 8, 10 или 12 мм. Предел текучести этой арматуры изменялся в пределах 413...725 МПа. Балки типа ТН в количестве трех штук были предварительно напряженными. Поперечная арматура в виде хомутов из стержней диаметром 6 мм располагалась с шагом 5 см и имела предел текучести 384...495 МПа. Призмальная прочность бетона изменялась в пределах 27,2...33,8 МПа.

**Опыты К. Иенгара и Б. Рангана [6].** На действие изгиба с кручением были подвергнуты 3 балки таврового сечения. Поперечные размеры сечения образцов были следующие:  $b = 10,2$  см,  $h = 15,2$  см,  $b'_1 = 25,4$  и  $h'_1 = 1,27$  см. Продольная арматура состояла из 4 стержней, расположенных по углам кон-

тура вертикального ребра и была асимметричной. Свесы полки не армировались. Поперечная арматура из стали с пределом текучести 310 МПа состояла из прямоугольных замкнутых хомутов с размерами по осям ветвей 5,7х14 см и с шагом 8 см. Призмальная прочность бетона изменялась от 18,8 до 25,8 МПа.

**Опыты Д. Кирка и Н. Ловеланда [7].** Воздействию изгиба с кручением были подвергнуты 12 балок таврового сечения со следующими проектными размерами: высота 16,5 см, ширина стенки 10,2 см, ширина и толщина полки 26,6 и 3,8 см соответственно. Продольная арматура для балок серий Н и I состояла из четырех стержней, расположенных по углам сечения стенки. В балках третьей серии J дополнительно устанавливались два стержня в свесах полки. Стержни, расположенные в верхней зоне, были диаметром 6,35 мм с пределом текучести 327 МПа, а внизу стержни были диаметром 9,5 мм и имели предел текучести 306 МПа. Поперечная арматура в виде замкнутых хомутов была изготовлена из арматурной проволоки диаметром 6,35 мм с пределом текучести 327 МПа. Шаг хомутов для балок серий Н и J составлял 6,4 см, а для балок серии I - 7,6 см. Призмальная прочность бетона для серий Н, I и J составляла 26,2, 22,5 и 18,9 МПа соответственно.

Рассматриваемые опытные образцы по характеру армирования можно разделить на три группы. Первая группа балок армировалась двумя плоскими каркасами - по одной в полке и стенке. Во второй группе стенка и полка армировались замкнутыми хомутами. И, наконец, в последней группе элементы не имели армирования в полке. Характер армирования влияет на несущую способность при кручении, и это нельзя было оставлять без внимания.

Расчеты по формулам (1...3) и сравнение опытных моментов с расчетными показали, что имеют место "выбросы" результатов для двух образцов, для которых отношение опыта к расчету составило 0,6 и 0,63. Причиной этого явления, по нашему мнению, является армирование плоскими каркасами. В шести образцах полка армировалась

плоским каркасом. Для этих балок отношение опытного момента к расчетному составило в среднем 0,79 при максимальном значении 0,92. В то же время для образцов типа XII, испытанных Т.П. Чистовой [4] и армированных замкнутыми хомутами и армированных замкнутыми хомутами, отношение опытных моментов к расчетным для всех трех балок оказалось выше 1 при среднем значении 1,16. Это свидетельствует о негативном влиянии армирования одиночными каркасами.

Железобетонный элемент, подвергнутый кручению, после образования трещин представляет собой блочно-стержневую пространственную систему, в которой арматура (как продольная, так и поперечная) работает на растяжение, а бетон - на сжатие. При отсутствии арматурных стержней в одном из направлений с появлением трещин образуется геометрически изменяемая система, неспособная воспринимать нагрузку. При армировании стенки и полки таврового элемента плоскими каркасами геометрическая неизменяемость системы в полной мере не обеспечивается.

Можно констатировать, что для полного использования ресурсов прочности арматуры и бетона в элементах любого профиля следует предусматривать замкнутое поперечное армирование.

Полки опытных образцов в исследованиях [6, 7] не были армированы. При расчете по формуле, по-

лученной в [1], без учета работы свесов, как элементов прямоугольного сечения, несущая способность недооценивается. Поэтому при обработке опытных результатов работы бетона учитывалась частично. Это было достигнуто тем, что при определении механического коэффициента продольного армирования в формуле фигурирует вся площадь сечения тавра, тогда как рабочая ширина сечения определяется как для элемента прямоугольного сечения, без учета свесов. При таком подходе для этих образцов получаются приемлемые результаты в схожести опыта с расчетом. Среднее значение отношения опыта к расчету составило 1,06 при максимальных отклонениях -21...+24%.

Если рассматривать результаты обработки всех опытных образцов, за исключением образцов, армированных плоскими каркасами, то максимальные отклонения опыта от расчета составили - 21 ... + 34 % при среднем значении их отклонения, равном 1,02.

### Выводы

1. Для полного использования ресурсов прочности бетона и арматуры необходимо: во-первых, применять замкнутое поперечное армирование, а во-вторых, следует армировать свесы полков.

2. При изгибе с кручением тавровых элементов предельная об-

ласть ограничивается тем же графиком, что и для элементов прямоугольного сечения.

### Библиографический список

1. **Касаев Д.Х.** Прочность элементов таврового сечения при кручении // Совершенствование методов расчета железобетона. Ростов-на-Дону: РИСИ, 1988. - С.116-120.
2. **Касаев Д.Х.** Прочность железобетонных элементов прямоугольного сечения с ненапрягаемой арматурой при кручении с изгибом // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. - Ростов-на-Дону: РИСИ, 1986. - С.47-52.
3. **СНИП 2.03.01-84\*** Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. - М.: Стройиздат. 1989. - 79 с.
4. **Чистова Т.П.** Элементы таврового сечения под действием изгиба и кручения // Влияние скорости нагружения гибкости и крутящих моментов на прочность железобетонных конструкций. - М., НИИЖБ, 1970. - С. 154 - 176.
5. **Ячменева К.Н.** Исследование жесткости и трещиностойкости железобетонных элементов таврового сечения при действии крутящих, изгибающих моментов и осевой силы: Автореф. дисс. канд. техн. наук. М., 3977. - 22 с.
6. **Iyengar K. T.S., Rangan B. V.** Strength and Stiffness of Reinforced Concrete Beams under Combined Bending and Torsion // Torsion of Structural Concrete. Publication SP-18.AC1- Detroit, Michigan-1968. P - 403.
7. **Kirk D.W., Loveland N.C.** Unsymmetrically Reinforced T - Beams Subject to Combined Bending and Torsion // ACI Journal. - 1972. № 8 - P - 492.

## Книга о гидроизоляции подземных сооружений

**Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Ляпидевская О.Б.** Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте: Учебн. пособие. - Тверь: Изд-во «Русская торговая марка», 2003. - 398 с.: 110 ил.

Настоящая книга является единственным в данной области учебным пособием, в котором вопросы гидроизоляции рассматриваются как комплексная проблема защиты подземных и заглубленных зданий и сооружений. Впервые осуществлен системный подход к гидроизоляции, основанный на решении задач по созданию гидроизоляционной мембраны, теплоизоляции, дренажа, вентиляции сооружений.

В книге изложены основы проектирования и создания системы гидроизоляционной защиты сооружений при их строительстве и ремонте, приводятся методики расчета различных систем гидроизоляции, систематизированы и описаны новые материалы, технические и технологические решения по выполнению гидроизоляционных работ подземных и заглубленных объектов строительного

комплекса. Приведены многочисленные примеры производства работ в различных сооружениях. Пособие иллюстрировано чертежами, схемами, рисунками, позволяющими наглядно представить решение различных технологических задач по гидроизоляции зданий и сооружений.

Уникальность книги состоит в том, что она основана на многолетних научных исследованиях ведущих сотрудников «Триады-Холдинг» и богатейшем опыте фирмы в области строительства и ремонта огромного числа крупных подземных сооружений различного назначения (более 1000!). Таким образом, настоящее пособие представляет собой законченный фундаментальный труд, в котором соединены теоретические основы защиты сооружений от воды и влаги с их практическим решением.

Представляемая книга будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, эксплуатации и ремонта зданий и сооружений.

По вопросам приобретения книги обращайтесь в ЗАО «Триада-Холдинг» по телефонам: 946-32-76; 946-33-92; e-mail: trhold@comail.ru

С.Н.КАРПЕНКО, канд. техн. наук (НИИСФ)

## О построении общего метода расчета железобетонных плоских конструкций в конечных приращениях

**Начальные зависимости.** Традиционно нелинейные связи между напряжениями и деформациями строятся с использованием секущих модулей деформации, которые выражаются в функции от напряжений или деформаций. Однако, используя предложения [1, 2], можно поступать иначе. Так, зная секущие модули ( $E_i$  и  $E_{i+1}$ ) для двух точек ( $i$  и  $i+1$ ), расположенных с некоторым шагом на криволинейной диаграмме (1 на рис. 1), можно определить модуль  $E^k$ , связывающий приращение напряжений ( $\Delta\sigma = \sigma_{i+1} - \sigma_i$ ) и деформаций ( $\Delta\varepsilon = \varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i$ ), используя очевидные зависимости (они следуют из рис. 1):

$$\Delta\sigma = \Delta\varepsilon \cdot E^k \quad (1)$$

$$\Delta\varepsilon_{i+1} = \varepsilon_i + \Delta\varepsilon; \quad \Delta\sigma_{i+1} = \sigma_i + \Delta\sigma; \quad (2)$$

$$\sigma_{i+1} = E_{i+1} \cdot \varepsilon_{i+1}; \quad \sigma_i = E_i \cdot \varepsilon_i \quad (3)$$

Из первой зависимости (2), с учетом (3), следует

$$\sigma_{i+1}/E_{i+1} = \sigma_i/E_i + \Delta\sigma/E^k,$$

откуда

$$\frac{1}{E^k} = \frac{1}{\Delta\sigma} \left( \frac{\sigma_{i+1}}{E_{i+1}} - \frac{\sigma_i}{E_i} \right) = \frac{1}{\Delta\sigma} \left( \frac{\sigma_i + \Delta\sigma}{E_{i+1}} - \frac{\sigma_i}{E_i} \right) \quad (4)$$

Из второго равенства (2) находим

$$\varepsilon_{i+1}E_{i+1} = \varepsilon_iE_i + \Delta\varepsilon \cdot E^k$$

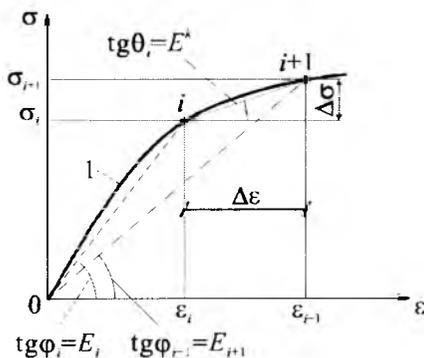


Рис. 1. Конечные приращения напряжений ( $\Delta\sigma$ ) и деформаций ( $\Delta\varepsilon$ ) на криволинейной диаграмме (1)

или

$$\begin{aligned} E^k &= \varepsilon_{i+1}E_{i+1} - \varepsilon_iE_i / \Delta\varepsilon = \\ &= (\varepsilon_i + \Delta\varepsilon)E_{i+1} - \varepsilon_iE_i / \Delta\varepsilon \end{aligned} \quad (5)$$

Здесь  $E^k$  – секущий модуль на малых, но конечных, приращениях, который приближается к касательному модулю.

В методике конечных приращений переход от одной точки ( $i$ ) на диаграмме к другой ( $i+1$ ) осуществляется на основании (1) по хордам типа  $i-i+1$ , вместо движения по секущим линиям типа  $0-i$  и  $0-i+1$ , когда используются соотношения (3). Такое “движение” представляется более естественным, что и позволяет упростить решение задач.

**Связи между конечными приращениями напряжений и деформаций для плоского напряженного состояния.** При переходе к конечным приращениям используем зависимости между общими напряжениями ( $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ ) и деформациями ( $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$ ), установленные в работе [3]. Эти зависимости имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \sigma_x C_{11} + \sigma_y C_{12} + \tau_{xy} C_{13}, \\ \varepsilon_y &= \sigma_x C_{12} + \sigma_y C_{22} + \tau_{xy} C_{23}, \\ \gamma_{xy} &= \sigma_x C_{13} + \sigma_y C_{23} + \tau_{xy} C_{33}, \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

где  $C_{pr}$  – коэффициенты матрицы податливости, которые зависят от секущих модулей деформации арматуры, бетона, углов наклона трещин и других факторов.

Запишем (6) для двух ступеней нагрузки ( $P_i$  и  $P_{i+1} = P_i + \Delta P$ ) и из второй ( $i+1$ ) системы (6) вычтем первую ( $i$ -систему):

$$\begin{aligned} \varepsilon_{xi+1} - \varepsilon_{xi} &= (\sigma_{xi+1}C_{11i+1} - \sigma_{xi}C_{11i}) + \\ &+ (\sigma_{yi+1}C_{12i+1} - \sigma_{yi}C_{12i}) + (\tau_{xyi+1}C_{13i+1} - \tau_{xyi}C_{13i}) \\ \varepsilon_{yi+1} - \varepsilon_{yi} &= (\sigma_{xi+1}C_{12i+1} - \sigma_{xi}C_{12i}) + \\ &+ (\sigma_{yi+1}C_{22i+1} - \sigma_{yi}C_{22i}) + (\tau_{xyi+1}C_{23i+1} - \tau_{xyi}C_{23i}) \\ \gamma_{xyi+1} - \gamma_{xyi} &= (\sigma_{xi+1}C_{13i+1} - \sigma_{xi}C_{13i}) + \\ &+ (\sigma_{yi+1}C_{23i+1} - \sigma_{yi}C_{23i}) + (\tau_{xyi+1}C_{33i+1} - \tau_{xyi}C_{33i}) \end{aligned} \quad (7)$$

Здесь

$$\varepsilon_{xi+1} - \varepsilon_{xi} = \Delta\varepsilon_x, \quad \varepsilon_{yi+1} - \varepsilon_{yi} = \Delta\varepsilon_y,$$

$$\gamma_{xyi+1} - \gamma_{xyi} = \Delta\gamma_{xy}, \quad (8)$$

где  $\Delta\varepsilon_x, \Delta\varepsilon_y, \Delta\gamma_{xy}$  – конечные приращения относительных деформаций; аналогично конечные приращения напряжений составляют:

$$\begin{aligned} \sigma_{xi+1} - \sigma_{xi} &= \Delta\sigma_x, \quad \sigma_{yi+1} - \sigma_{yi} = \Delta\sigma_y, \\ \tau_{xyi+1} - \tau_{xyi} &= \Delta\tau_{xy}. \end{aligned} \quad (9)$$

Умножим и одновременно разделим первые разности в правой части (7) на  $\Delta\sigma_x$ , вторые – на  $\Delta\sigma_y$ , третьи – на  $\Delta\tau_{xy}$  и обозначим:

$$\begin{aligned} C_{11}^k &= (\sigma_{xi+1}C_{11i+1} - \sigma_{xi}C_{11i}) \Delta\sigma_x; \\ C_{12}^k &= \frac{1}{2} \left[ \frac{\sigma_{yi+1}C_{12i+1} - \sigma_{yi}C_{12i}}{\Delta\sigma_y} + \frac{\sigma_{xi+1}C_{12i+1} - \sigma_{xi}C_{12i}}{\Delta\sigma_x} \right]; \\ C_{13}^k &= \frac{1}{2} \left[ \frac{\tau_{xyi+1}C_{13i+1} - \tau_{xyi}C_{13i}}{\Delta\tau_{xy}} + \frac{\sigma_{xi+1}C_{13i+1} - \sigma_{xi}C_{13i}}{\Delta\sigma_x} \right]; \\ C_{22}^k &= (\sigma_{yi+1}C_{22i+1} - \sigma_{yi}C_{22i}) \Delta\sigma_y; \\ C_{23}^k &= \frac{1}{2} \left[ \frac{\tau_{xyi+1}C_{23i+1} - \tau_{xyi}C_{23i}}{\Delta\tau_{xy}} + \frac{\sigma_{yi+1}C_{23i+1} - \sigma_{yi}C_{23i}}{\Delta\sigma_y} \right]; \\ C_{33}^k &= (\tau_{xyi+1}C_{33i+1} - \tau_{xyi}C_{33i}) \Delta\tau_{xy}. \end{aligned} \quad (10)$$

(усреднение побочных коэффициентов  $C_{12}^k, C_{13}^k, C_{23}^k$  вводится, чтобы избежать влияния погрешностей в определении напряжений на нарушение симметрии матрицы податливости элемента на приращениях; при простом нагружении парность коэффициентов соблюдается без усреднения).

С учетом (10) зависимости (7) преобразовываются к виду:

$$\left. \begin{aligned} \Delta\varepsilon_x &= C_{11}^k \Delta\sigma_x + C_{12}^k \Delta\sigma_y + C_{13}^k \Delta\tau_{xy}, \\ \Delta\varepsilon_y &= C_{12}^k \Delta\sigma_x + C_{22}^k \Delta\sigma_y + C_{23}^k \Delta\tau_{xy}, \\ \Delta\gamma_{xy} &= C_{13}^k \Delta\sigma_x + C_{23}^k \Delta\sigma_y + C_{33}^k \Delta\tau_{xy}, \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

или в более компактной матричной форме

$$\{\Delta\varepsilon\} = [C^k] \{\Delta\sigma\}, \quad (11a)$$

Сопоставляя (10) с (4), можно заметить, что выражения (10) представляют податливости элемента на приращениях напряжений и деформаций;  $[C^k]$  – матрица податливости на приращениях.

Установленные в [3] зависимости для железобетонных пластин при постоянных коэффициентах податливости становятся подобными зависимостям для пластин из анизотропных материалов [4]. Однако расчет усложняется тем, что железобетон с трещинами деформируется подобно новому виду анизотропных материалов – материалов с существенной физической нелинейностью, при этом анизотропия, как и нелинейность, при-

обретается в процессе деформирования и трещинообразования. Методика конечных приращений позволяет упростить расчет с учетом указанных факторов.

При расчете в МКЭ зависимости (11) преобразовываются к обратному виду:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11}^k & d_{12}^k & d_{13}^k \\ d_{12}^k & d_{22}^k & d_{23}^k \\ d_{13}^k & d_{23}^k & d_{33}^k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix}, \quad (12)$$

или

$$\{\sigma\} = [C^k]^{-1} \{\Delta\varepsilon\} = [d^k] \{\Delta\varepsilon\}, \quad (12a)$$

где  $d_{pr}^k$  ( $p, r = 1, 2, 3$ ) – коэффициенты жесткости элемента на приращениях напряжений и деформаций.

В принципе, можно поступать иначе – вначале преобразовывать (6) к обратному виду типа (12):

$$\{\sigma\} = [d] \{\varepsilon\}, \quad (13)$$

а затем по формулам типа (7) – (10) переходить от жесткостей  $d_{pr}^k$  к их значениям  $d_{pr}^k$  на приращениях. Например, первая строка (13) для ступеней  $P_{i+1}$  и  $P_i$  записывается в виде:

$$\sigma_{xi+1} = d_{11i+1}\varepsilon_{xi+1} + d_{12i+1}\varepsilon_{yi+1} + d_{13i+1}\gamma_{xyi+1},$$

$$\sigma_{xi} = d_{11i}\varepsilon_{xi} + d_{12i}\varepsilon_{yi} + d_{13i}\gamma_{xyi},$$

ей соответствует первая строка (12):

$$\Delta\sigma_x = d_{11}^k \Delta\varepsilon_x + d_{12}^k \Delta\varepsilon_y + d_{13}^k \Delta\gamma_{xy},$$

где

$$d_{11}^k = (d_{11i+1}\varepsilon_{xi+1} - d_{11i}\varepsilon_{xi}) (\varepsilon_{xi+1} - \varepsilon_{xi}),$$

$$d_{12}^k = \frac{1}{2} \left[ \frac{d_{12i+1}\varepsilon_{yi+1} - d_{12i}\varepsilon_{yi}}{\varepsilon_{yi+1} - \varepsilon_{yi}} + \frac{d_{12i+1}\varepsilon_{xi+1} - d_{12i}\varepsilon_{xi}}{\varepsilon_{xi+1} - \varepsilon_{xi}} \right]$$

$$d_{13}^k = \frac{1}{2} \left[ \frac{d_{13i+1}\gamma_{xyi+1} - d_{13i}\gamma_{xyi}}{\gamma_{xyi+1} - \gamma_{xyi}} + \frac{d_{13i+1}\varepsilon_{xi+1} - d_{13i}\varepsilon_{xi}}{\varepsilon_{xi+1} - \varepsilon_{xi}} \right]$$

Аналогичным образом формируются и другие приращения коэффициентов жесткости:

$$d_{22}^k = \frac{d_{22i+1}\varepsilon_{yi+1} - d_{22i}\varepsilon_{yi}}{\varepsilon_{yi+1} - \varepsilon_{yi}},$$

$$d_{23}^k = \frac{1}{2} \left[ \frac{d_{23i+1}\gamma_{xyi+1} - d_{23i}\gamma_{xyi}}{\gamma_{xyi+1} - \gamma_{xyi}} + \frac{d_{23i+1}\varepsilon_{yi+1} - d_{23i}\varepsilon_{yi}}{\varepsilon_{yi+1} - \varepsilon_{yi}} \right]$$

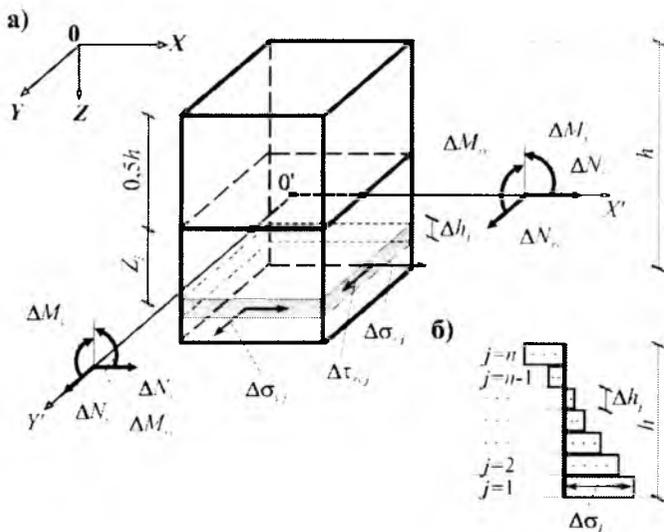


Рис. 2. Элемент плиты (а) с приращениями (б) напряжений по его граням

$$d_{33}^k = \frac{d_{33i+1}\gamma_{xyi+1} - d_{33i}\gamma_{xyi}}{\gamma_{xyi+1} - \gamma_{xyi}}, \quad (14)$$

Приращения  $\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\tau_{xy}$  в (10) или  $\Delta\varepsilon_x, \Delta\varepsilon_y, \Delta\gamma_{xy}$  в (14) при вычислении жесткостей могут быть, с некоторым приближением, заранее задаваемыми (исходя из принятого шага по нагрузке).

**Физические соотношения для расчета плит в приращениях при совместном действии элементов ( $M_x, M_y, M_{xy}$ ) и нормальных сил ( $N_x, N_y, N_{xy}$ ).** Физические соотношения устанавливаются с использованием уравнений (12) и условно слоистой модели плиты [5]. При этом плита (рис. 2) условно разделяется по толщине  $h$  на несколько ( $j$ ) слоев толщиной  $\Delta h_j$ , в пределах которых напряжения по толщине усредняются. Это, фактически, соответствует замене реальных криволинейных эпюр напряжений по толщине некоторыми многоступенчатыми эпюрами (рис. 2б). Деформирование средин слоев  $\Delta h_j$  по толщине плиты объединяется гипотезой прямых напряжений.

Согласно рис. 2, приращения моментов ( $\Delta M_x, \Delta M_y, \Delta M_{xy}$ ) и нормальных сил ( $\Delta N_x, \Delta N_y, \Delta N_{xy}$ ) на уровне срединной поверхности плиты составят:

$$\Delta M_x = \sum_{j=1}^n \Delta\sigma_{xj} \Delta h_j Z_j; \quad \Delta M_y = \sum_{j=1}^n \Delta\sigma_{yj} \Delta h_j Z_j; \\ \Delta M_{xy} = \sum_{j=1}^n \Delta\tau_{xyj} \Delta h_j Z_j; \quad (15)$$

$$\Delta N_x = \sum_{j=1}^n \Delta\sigma_{xj} \Delta h_j; \quad \Delta N_y = \sum_{j=1}^n \Delta\sigma_{yj} \Delta h_j;$$

$$\Delta N_{xy} = \sum_{j=1}^n \Delta\tau_{xyj} \Delta h_j.$$

Используем известные из теории пластин геометрические связи между относительными деформациями слоев плиты и обобщенными деформациями – кривизнами ( $k_x, k_y, k_{xy}$  – изгибными и кривизной кручения) и относительными деформациями ( $\varepsilon_{ox}, \varepsilon_{oy}, \gamma_{oxy}$ ) плиты на уровне срединной поверхности [6]. Применительно к приращениям деформаций геометрические зависимости записываются в виде:

$$\Delta\varepsilon_{xj} = \Delta\varepsilon_{ox} + Z_j \Delta k_x = \Delta\varepsilon_{ox} - Z_j \Delta \frac{\partial^2 W}{\partial x^2};$$

$$\Delta\varepsilon_{yj} = \Delta\varepsilon_{oy} + Z_j \Delta k_y = \Delta\varepsilon_{oy} - Z_j \Delta \frac{\partial^2 W}{\partial y^2}; \quad (16)$$

$$\Delta\gamma_{xyj} = \Delta\gamma_{oxy} + 2Z_j \Delta k_{xy} = \Delta\gamma_{oxy} - 2Z_j \Delta \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y};$$

где  $W$  – функция прогибов,  $\Delta$  – конечные приращения кривизн.

$$\Delta \left( \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right) = \left( \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right)_{i+1} - \left( \frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \right)_i;$$

$$\Delta \left( \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right) = \left( \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right)_{i+1} - \left( \frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \right)_i;$$

$$\Delta \left( \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right) = \left( \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right)_{i+1} - \left( \frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \right)_i;$$

Дальнейший вывод физических соотношений сводится к следующей последовательности операций. В начале в зависимостях (15) приращения напряжений ( $\Delta\sigma_{xj}, \Delta\sigma_{yj}, \Delta\tau_{xyj}$ ) выражаются через приращения относительных деформаций по формулам (12); при этом формально всем величинам, входящим в (12), присваиваются нижние индексы  $j$ , указывающие на номер слоя. Затем в таком образом преобразованные уравнения (15) подставляются значения относительных деформаций ( $\Delta\varepsilon_{xj}, \Delta\varepsilon_{yj}, \Delta\gamma_{xyj}$ ) из (16). В результате приходим к общей системе физических соотношений в приращениях для расчета различных плит и стен (а также пологих оболочек):

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_x \\ \Delta M_y \\ \Delta M_{xy} \\ \Delta N_x \\ \Delta N_y \\ \Delta N_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11}^k & D_{12}^k & D_{13}^k & D_{14}^k & D_{15}^k & D_{16}^k \\ & D_{22}^k & D_{23}^k & D_{24}^k & D_{25}^k & D_{26}^k \\ & & D_{33}^k & D_{34}^k & D_{35}^k & D_{36}^k \\ \text{Симметрично} & & & D_{44}^k & D_{45}^k & D_{46}^k \\ & & & & D_{55}^k & D_{56}^k \\ & & & & & D_{66}^k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta k_x \\ \Delta k_y \\ 2\Delta k_{xy} \\ \Delta \varepsilon_{ox} \\ \Delta \varepsilon_{oy} \\ \Delta \gamma_{oxy} \end{Bmatrix} \quad (17)$$

или в компактном матричном виде

$$\{\Delta M\} = [D^k] \{\Delta k\} \quad (17a)$$

где общие жесткости  $D_{se}^k = D_{es}^k$  ( $s, e = 1, 2, \dots, 6$ ) матрицы  $\{D^k\}$  на приращениях выражаются через жесткости слоев на приращениях, входящих в (12), по формулам:

$$D_{11}^k = \sum_{j=1}^n d_{11j}^k Z_j^2 \Delta h_j; \quad D_{12}^k = D_{21}^k = \sum_{j=1}^n d_{12j}^k Z_j^2 \Delta h_j;$$

$$D_{13}^k = D_{31}^k = \sum_{j=1}^n d_{13j}^k Z_j^2 \Delta h_j; \quad D_{14}^k = D_{41}^k = \sum_{j=1}^n d_{11j}^k Z_j \Delta h_j;$$

$$D_{15}^k = D_{51}^k = D_{24}^k = D_{42}^k = \sum_{j=1}^n d_{12j}^k Z_j \Delta h_j;$$

$$D_{16}^k = D_{61}^k = D_{34}^k = D_{43}^k = \sum_{j=1}^n d_{13j}^k Z_j \Delta h_j;$$

$$D_{22}^k = \sum_{j=1}^n d_{22j}^k Z_j^2 \Delta h_j; \quad D_{23}^k = D_{32}^k = \sum_{j=1}^n d_{23j}^k Z_j^2 \Delta h_j;$$

$$D_{25}^k = D_{52}^k = \sum_{j=1}^n d_{22j}^k Z_j \Delta h_j; \quad (18)$$

$$D_{26}^k = D_{62}^k = D_{35}^k = D_{53}^k = \sum_{j=1}^n d_{23j}^k Z_j \Delta h_j;$$

$$D_{33}^k = \sum_{j=1}^n d_{33j}^k \Delta h_j; \quad D_{36}^k = D_{63}^k = \sum_{j=1}^n d_{33j}^k Z_j \Delta h_j;$$

$$D_{44}^k = \sum_{j=1}^n d_{11j}^k \Delta h_j; \quad D_{45}^k = D_{54}^k = \sum_{j=1}^n d_{12j}^k \Delta h_j;$$

$$D_{46}^k = D_{64}^k = \sum_{j=1}^n d_{13j}^k \Delta h_j;$$

$$D_{55}^k = \sum_{j=1}^n d_{22j}^k \Delta h_j; \quad D_{56}^k = D_{65}^k = \sum_{j=1}^n d_{23j}^k \Delta h_j;$$

$$D_{66}^k = \sum_{j=1}^n d_{33j}^k \Delta h_j.$$

Нетрудно заметить, что матрица жесткости  $[D^k]$  в (17), кроме общей симметрии, имеет внутренние линии симметрии в четырех ее подматрицах. Вводим, следуя [5], для компактной записи (17) с учетом этого фактора несколько иное обозначение коэффициентов жест-

кости. Для этого выполним перенумерацию коэффициентов жесткости в матрице  $[D^k]$ :

$$[D^k] = \begin{bmatrix} D_{11(1)}^k & D_{12(1)}^k & D_{13(1)}^k & D_{11(II)}^k & D_{12(II)}^k & D_{13(II)}^k \\ D_{21(1)}^k & D_{22(1)}^k & D_{23(1)}^k & D_{12(II)}^k & D_{22(II)}^k & D_{23(II)}^k \\ D_{31(1)}^k & D_{32(1)}^k & D_{33(1)}^k & D_{13(II)}^k & D_{23(II)}^k & D_{33(II)}^k \\ D_{11(III)}^k & D_{12(III)}^k & D_{13(III)}^k & D_{11(III)}^k & D_{12(III)}^k & D_{13(III)}^k \\ D_{12(III)}^k & D_{22(III)}^k & D_{23(III)}^k & D_{12(III)}^k & D_{22(III)}^k & D_{23(III)}^k \\ D_{13(III)}^k & D_{23(III)}^k & D_{33(III)}^k & D_{13(III)}^k & D_{23(III)}^k & D_{33(III)}^k \end{bmatrix} \quad (19)$$

( – линии общей симметрии и симметрии ее подматриц), в результате:

$$D_{pr(I)}^k = \sum_{j=1}^n d_{pj}^k h_j Z_j^2;$$

$$D_{pr(II)}^k = \sum_{j=1}^n d_{pj}^k h_j Z_j; \quad (20)$$

$$D_{pr(III)}^k = \sum_{j=1}^n d_{pj}^k h_j;$$

( $pr = 11, 12, 13, 22, 23, 33$ )

Таким образом выражения (18) можно представить компактно в виде (20).

Свойство симметрии удобно использовать при формировании общей матрицы. При этом вначале формируются четыре ее подматрицы, которые затем засылаются в общую матрицу.

**К расчету массивных плоских конструкций объемными конечными элементами.** Массивные плитные конструкции более правильно рассчитывать с использованием объемных конечных элементов, не прибегая к гипотезам теории плит. В этом случае вместо физических соотношений (6), (12) следует использовать объемные связи между конечными приращениями шести напряжений ( $\Delta \sigma_x, \Delta \sigma_y, \Delta \sigma_z, \Delta \tau_{xy}, \Delta \tau_{xz}, \Delta \tau_{yz}$ ) и приращениями шести компонент относительных деформаций ( $\Delta \epsilon_x, \Delta \epsilon_y, \Delta \epsilon_z, \Delta \gamma_{xy}, \Delta \gamma_{xz}, \Delta \gamma_{yz}$ ) в виде:

$$\begin{bmatrix} \Delta \sigma_x \\ \Delta \sigma_y \\ \Delta \sigma_z \\ \Delta \tau_{xy} \\ \Delta \tau_{xz} \\ \Delta \tau_{yz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11}^k & d_{13}^k & d_{13}^k & d_{14}^k & d_{15}^k & d_{16}^k \\ & d_{22}^k & d_{23}^k & d_{24}^k & d_{25}^k & d_{26}^k \\ & & d_{33}^k & d_{34}^k & d_{35}^k & d_{36}^k \\ \text{Симметрично} & & & d_{44}^k & d_{45}^k & d_{46}^k \\ & & & & d_{55}^k & d_{56}^k \\ & & & & & d_{66}^k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \epsilon_x \\ \Delta \epsilon_y \\ \Delta \epsilon_z \\ \Delta \gamma_{xy} \\ \Delta \gamma_{xz} \\ \Delta \gamma_{yz} \end{bmatrix} \quad (21)$$

где коэффициенты  $d_{11}^k, d_{12}^k, d_{14}^k, d_{22}^k, d_{24}^k, d_{44}^k$  матрицы жесткости  $d_{ij}^k$  определяются по формулам (14) или (10). Заметим, что в "плоской" системе (6) – (14) компоненты  $\tau_{xy}$  и  $\gamma_{xy}$  располагались на третьем месте в столбцах напряжений и деформаций. В общей системе (21) они передвинуты на четвертое место, поэтому коэффициенты  $d_{13}^k, d_{23}^k, d_{33}^k$  системы (14) здесь

обозначаются  $d_{14}^k, d_{24}^k, d_{44}^k$ . Остальные коэффициенты также определяются по аналогии с (14).

Таким образом, получена полная система физических соотношений в конечных приращениях для расчета различных плоскостных, пространственных и массивных железобетонных конструкций (плит, стен, пологих оболочек, толстых плит и др.). При этом создается возможность заменить громоздкие шагово-итерационные процедуры счета на шаговые или шаговые с небольшим количеством корректирующих итераций и упростить расчет конструкций с учетом физической нелинейности.

## Библиографический список

1. Карпенко С.Н. Общий метод расчета железобетонных элементов кольцевого сечения. Труды 1-й Всесоюзной конфе-

ренции по проблемам бетона и железобетона "Бетон на рубеже третьего тысячелетия", кн. 2, М., Готика, 2001, с. 866 – 876.

2. Карпенко С.Н. Построение диаграммной расчетной модели железобетонных элементов кольцевого сечения в приращениях. Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. Межвузовский сборник научных трудов, вып. 13, М., Из-во РУДН, 2004, с. 75 – 83.

3. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами, М., Стройиздат, 1976, с. 208.

4. Лехницкий С.Г. Анизотропные пластинки. ОГИЗ. Гостехиздат, 1947, с. 15 – 23, 139 – 154.

5. Карпенко Н.И. К построению методики расчета деформаций железобетонных плит как условно многослойных с учетом шести компонент напряжений. В сб. НИИЖБ "Новые экспериментальные исследования и методы расчета железобетонных конструкций", М., 1989, с. 73 – 94.

6. Огибалов П.М. Изгиб, устойчивость и колебания пластинок. Из-во МГУ, 1958, с. 21 – 28.

А.Д.БЕГЛОВ, С.В.КУЗНЕЦОВ, кандидаты техн. наук, Р.С.САНЖАРОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (С.-Петербургский государственный ун-т строительства и архитектуры); В.М.БОНДАРЕНКО, д-р техн. наук, проф., академик РААСН (МИКХиС)

## Нелинейная ползучесть железобетонных балок

В статье предлагается новый метод расчета железобетонных балок, учитывающий нелинейность мгновенного и длительного деформирования сечений железобетонных конструкций.

Для бетона используется криволинейная мгновенная диаграмма  $\sigma_b - \varepsilon_b$  евростандартов с ниспадающей ветвью (рис. 1), а также учитывается нелинейная ползучесть.

Аналитическая зависимость мгновенной диаграммы имеет вид

$$\sigma_b = \frac{E_b \varepsilon_{b0} \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right)^2}{1 + \left( \frac{E_b \cdot \varepsilon_{b0}}{R_b} - 2 \right) \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}}} \quad (1)$$

При расчете балок в условиях нелинейной ползучести существует затруднение, заключающееся в неизвестном характере распределения напряжений по поперечному сечению. Вследствие этого многие исследователи заменяют реальное сечение балки идеальным двухполосным либо заменяют реальную (неизвестную) эпюру напряжений в балке условной эпюрой (прямоугольной, линейной, билинейной). Тем самым нарушается важное обстоятельство, состоящее в том, что разрушающая нагрузка балки (либо колонны) зависит именно от характера распределения напряжений по поперечному сечению, чем обусловлено использование в евростандартах деформационной модели сечения [1].

Укажем также на громоздкость и затруднительность вычислительных процедур в расчетах на нелинейную ползучесть, например [3]. Вычислительный опыт отечественных и зарубежных ученых указывает на целый ряд особенностей и трудностей использования метода конечных элементов в нелинейных расчетах железобетонных конструкций [4]. Существенную погрешность в результаты расчета вносит шаговая процедура на временных интервалах  $\Delta \tau_j = \tau_{j+1} - \tau_j$ , на которых фиксируются напряжения и вычисляются деформации ползучести. Условия равновесия, имевшие место в момент времени  $\tau_j$ , разрушаются к моменту времени  $\tau_{j+1}$  из-за проявления деформирующей ползучести. В момент времени  $\tau_{j+1}$  условия равновесия восстанавливаются, но уже за счет другого типа деформаций – упругих. Следовательно, параллельно используются две противоположные предпосылки: отказ от условий равновесия при расчете деформаций ползучести, а также отказ от принципа суперпозиции; восстановление условий равновесия упругими деформациями, а также использованием принципа суперпозиции (при декларировании его невыполнимости). Перечисленные обстоятельства дают существенную погрешность в расчетах конструкций.

Вместе с тем следует отметить, что альтернативы методу конечных элементов в перспективе нет. Нелинейная теория железобетона при этом должна сформировать базу физико-механических данных для различных типов конструкций. Эта база может быть сформирована в виде массива данных для интегрального мо-

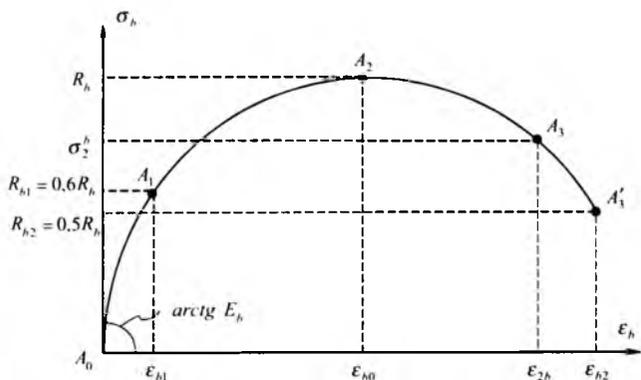


Рис.1. Диаграмма  $\sigma_b - \epsilon_b$

для деформаций, эквивалентного модуля деформаций (в том числе временного модуля деформаций) или других моделей жесткостных характеристик сечений и отдельных конструкций.

В нелинейной теории железобетона, помимо прямой зависимости (1), требуется обратная зависимость  $\epsilon_{b0} = f(\sigma_b)$ . Здесь можно предложить два пути. Первый состоит в нахождении обратной функции в виде функции Лагранжа

$$\epsilon_b = f_2(\sigma_b) = B_1\sigma_b + B_2\sigma_b^2 + B_3\sigma_b^3 + \dots, \quad (2)$$

где  $B_1 = 1/E_b$ ;  $B_2 = \frac{E_b \left( \frac{E_b}{R_b} - \frac{2}{\epsilon_{b0}} \right) + \frac{R_b}{\epsilon_{b0}^2}}{E_b^3}$ ;

$$B_3 = \frac{E_b^2 \left( \frac{E_b}{R_b} - \frac{2}{\epsilon_{b0}} \right)^2 + 3E_b \frac{R_b}{\epsilon_{b0}^2} \left( \frac{E_b}{R_b} - \frac{2}{\epsilon_{b0}} \right) + 2 \left( \frac{R_b}{\epsilon_{b0}^2} \right)^2}{E_b^5}$$

Авторы избрали другой путь, позволяющий не только найти обратную функцию для кратковременного нагружения, но и разработать новый метод расчета железобетонных балок.

На диаграмме  $\sigma_b - \epsilon_b$  (см. рис. 1) выделены точки  $A_0, A_1, A_2, A_3 (A'_3)$  через которые проводится интерполяционный полином

$$\epsilon_b = B_0 + B_1\sigma_b + B_2\sigma_b^2 + B_3\sigma_b^3, \quad (3)$$

где коэффициенты находятся из решения соответствующей системы алгебраических уравнений, например

$$B_1 = \frac{\epsilon_{b1}R_b^2R_b^3 - \epsilon_{b1}R_b^2R_b^3 + R_b^2R_b^3\epsilon_{b2} - R_b^2R_b^3\epsilon_{b0} + R_b^3\epsilon_{b0}R_b^2 - R_b^3\epsilon_{b1}R_b^2}{R_bR_b^2R_b^3 - R_bR_b^2R_b^3 + R_b^2R_b^3R_b^2 - R_b^2R_b^3R_b + R_b^3R_bR_b^2 - R_b^3R_b^2R_b^2}$$

Интерполяционный полином можно записать и для прямой функции (1)

$$\sigma_b = a_1\epsilon_b + a_2\epsilon_b^2 + a_3\epsilon_b^3, \quad (4)$$

где, например,

$$a_1 = \frac{R_b\epsilon_{b0}^2\epsilon_{b2}^3 - R_b\epsilon_{b2}^2\epsilon_{b0}^3 + \epsilon_{b1}^2\epsilon_{b0}^3R_b - \epsilon_{b1}\epsilon_{b0}^2\epsilon_{b2}^3 - \epsilon_{b1}\epsilon_{b2}^2\epsilon_{b0}^3 + \epsilon_{b1}^2\epsilon_b^3\epsilon_{b2} - \epsilon_{b1}^2\epsilon_b^3R_b + \epsilon_{b1}^3R_b\epsilon_{b2}^2 - \epsilon_{b1}^3R_b\epsilon_{b2}^2}{\epsilon_{b1}\epsilon_{b0}^2\epsilon_{b2}^3 - \epsilon_{b1}\epsilon_{b2}^2\epsilon_{b0}^3 + \epsilon_{b1}^2\epsilon_b^3\epsilon_{b2} - \epsilon_{b1}^2\epsilon_b^3R_b + \epsilon_{b1}^3R_b\epsilon_{b2}^2 - \epsilon_{b1}^3\epsilon_b^2\epsilon_{b2}^2}$$

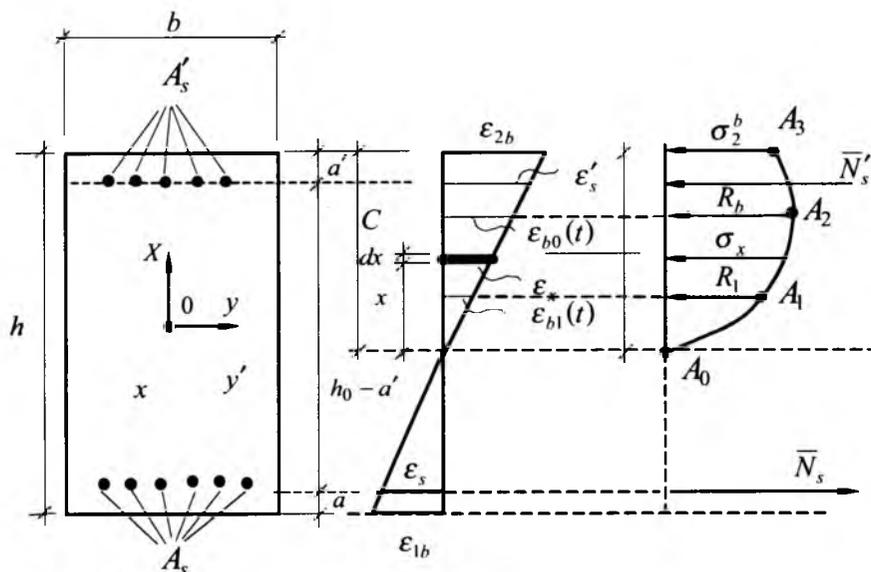


Рис.2. Расчетная схема сечения балки

При длительном нагружении балки зависимость вида (4) используется для описания очертания эпюры напряжений в сечении; в этом случае деформации  $\varepsilon_{b1}$ ,  $\varepsilon_{b2}$ ,  $\varepsilon_{b3}$  уже являются функциями времени, подлежащими нахождению из основного закона нелинейной ползучести. Расчетная схема сечения балки представлена на рис.2.

Интерполяционный полином в сечении также проводится через точки  $A_0, A_1, A_2, A_3 (A'_3)$ . Однако в выражениях для коэффициентов  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  деформации  $\varepsilon_{b1}(t)$ ,  $\varepsilon_{b2}(t)$  и  $\varepsilon_{b3}(t)$  - суть функции времени; в точке  $A_3$  рассматривается краевое напряжение  $\sigma_2^b$  сжатого волокна.

Применение полиномов предложенным образом позволяет избежать громоздкой процедуры разбиения сечения балки на части и существенно снизить порядок системы дифференциальных уравнений задачи, что особенно важно при рассмотрении статически неопределимых балок.

Записывая напряжение произвольного волокна (см. рис. 2)

$$\sigma_x = a_1 \frac{\varepsilon_{2b}(t)}{C(t)} x + a_2 \frac{\varepsilon_{2b}^2(t)}{C^2(t)} x + a_3 \frac{\varepsilon_{2b}^3(t)}{C^3(t)} x^3$$

и интегрируя по поперечному сечению, находим продольную силу и изгибающий момент в сечении балки (относительно нейтральной оси)

$$\begin{aligned} N &= A'_s E'_s \frac{\varepsilon_{2b}(t)}{C(t)} [C(t) - a'] + A_s E_s \frac{\varepsilon_{2b}(t)}{C(t)} [h_0 - C(t)] + \\ &+ bC(t) \left[ \frac{1}{2} a_1(t, \varepsilon_{2b}, \sigma_2^b) \varepsilon_{2b}(t) + \frac{1}{3} a_2(t, \varepsilon_{2b}, \sigma_2^b) \varepsilon_{2b}^2(t) + \right. \\ &\left. + \frac{1}{4} a_3(t, \varepsilon_{2b}, \sigma_2^b) \varepsilon_{2b}^3(t) \right] = 0; \\ M_H &= A'_s E'_s \frac{\varepsilon_{2b}(t)}{C(t)} [C(t) - a']^2 + \\ &+ A_s E_s \frac{\varepsilon_{2b}(t)}{C(t)} [h_0 - C(t)]^2 + bC^2(t) \cdot \\ &\cdot \left[ \frac{1}{3} a_1(t, \varepsilon_{2b}, \sigma_2^b) \varepsilon_{2b}(t) + \frac{1}{4} a_2(t, \varepsilon_{2b}, \sigma_2^b) \varepsilon_{2b}^2(t) + \right. \\ &\left. + \frac{1}{5} a_3(t, \varepsilon_{2b}, \sigma_2^b) \varepsilon_{2b}^3(t) \right]. \end{aligned} \quad (5)$$

Закон нелинейной ползучести бетона с учетом мгновенного нелинейного деформирования получаем на основе развития идей, изложенных в [2]. Аналитические функции ползучести стареющего бетона приняты по предложениям [5]. Основное уравнение длительно-го деформирования бетона записывается в следующем виде

$$\begin{aligned} E_b \varepsilon_{2b} - \left[ 1 + 2b_2 \sigma_2^b + 3b_3 (\sigma_2^b)^2 + 4b_4 (\sigma_2^b)^3 \right] \tau_2^b = \\ = \gamma_\Phi \left[ \sigma_2^b + b_2 (\sigma_2^b)^2 + b_3 (\sigma_2^b)^3 + b_4 (\sigma_2^b)^4 \right] \tau_2^b + \end{aligned}$$

$$+ C_\Phi^0 \gamma_\Phi f[\Phi] - \gamma_\Phi E_b \varepsilon_{2b}, \quad (6)$$

где

$$f[\Phi] = f \left[ \sigma_2^b + b_2 (\sigma_2^b)^2 + b_3 (\sigma_2^b)^3 + b_4 (\sigma_2^b)^4 \right];$$

$$C_\Phi(t - \tau) = \frac{f[\sigma_2^b]}{f[\Phi(\sigma_2^b)]} C_0 \left( 1 - e^{-\gamma_\Phi(t - \tau)} \right);$$

$$b_2 = \frac{B_2}{E_b}; \quad b_3 = \frac{B_3}{E_b}; \quad b_4 = \frac{B_4}{E_b}.$$

Дифференцируя (5) по времени, получаем

$$\alpha_1 \dot{\varepsilon}_{2b} + \beta_1 \dot{\sigma}_2^b + \gamma_1 \dot{C} = \mu_1; \quad (7)$$

$$\alpha_2 \dot{\varepsilon}_{2b} + \beta_2 \dot{\sigma}_2^b + \gamma_2 \dot{C} = \mu_2,$$

где

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= A'_s E'_s \frac{C - a'}{C} - A_s E_s \frac{h_0 - C}{C} + bC \left( \frac{1}{2} \frac{\partial a_1}{\partial \varepsilon_{2b}} \varepsilon_{2b} + \right. \\ &\left. + \frac{1}{3} \frac{\partial a_2}{\partial \varepsilon_{2b}} \varepsilon_{2b}^2 + \frac{1}{4} \frac{\partial a_3}{\partial \varepsilon_{2b}} \varepsilon_{2b}^3 + \frac{1}{2} a_1 + \frac{2}{3} a_2 \varepsilon_{2b} + \frac{3}{4} a_3 \varepsilon_{2b}^2 \right) \end{aligned}$$

$$\mu_1 = bC \left( \frac{1}{2} \frac{\partial a_1}{\partial t} \varepsilon_{2b} + \frac{1}{3} \frac{\partial a_2}{\partial t} \varepsilon_{2b}^2 + \frac{1}{4} \frac{\partial a_3}{\partial t} \varepsilon_{2b}^3 \right);$$

$$\beta_1 = bC^2 \left( \frac{1}{3} \frac{\partial a_1}{\partial \sigma_2^b} \varepsilon_{2b} + \frac{1}{4} \frac{\partial a_2}{\partial \sigma_2^b} \varepsilon_{2b}^2 + \frac{1}{5} \frac{\partial a_3}{\partial \sigma_2^b} \varepsilon_{2b}^3 \right);$$

$$\gamma_1 = A'_s E'_s \varepsilon_{2b} \frac{a'}{C^2} + A_s E_s \varepsilon_{2b} \frac{h_0}{C^2} +$$

$$+ b \left[ \frac{1}{2} a_1 \varepsilon_{2b} + \frac{1}{3} a_2 \varepsilon_{2b}^2 + \frac{1}{4} a_3 \varepsilon_{2b}^3 \right];$$

$$\alpha_2 = A'_s E'_s \frac{(C - a')^2}{C} + A_s E_s \frac{(h_0 - C)^2}{C^2} +$$

$$+ bC^2 \left[ \frac{1}{3} \frac{\partial a_1}{\partial \varepsilon_{2b}} \varepsilon_{2b} + \frac{1}{4} \frac{\partial a_2}{\partial \varepsilon_{2b}} \varepsilon_{2b}^2 + \right.$$

$$\left. + \frac{1}{3} a_1 + \frac{1}{2} a_2 \varepsilon_{2b} + \frac{3}{5} a_3 \varepsilon_{2b}^2 \right];$$

$$\beta_2 = bC^2 \left[ \frac{1}{3} \frac{\partial a_1}{\partial \sigma_2^b} \varepsilon_{2b} + \frac{1}{4} \frac{\partial a_2}{\partial \sigma_2^b} \varepsilon_{2b}^2 + \frac{1}{5} \frac{\partial a_3}{\partial \sigma_2^b} \varepsilon_{2b}^3 \right];$$

$$\gamma_2 = A'_s E'_s \varepsilon_{2b} \frac{C^2 - (a')^2}{C^2} + A_s E_s \varepsilon_{2b} \frac{C^2 - h_0^2}{C^2} +$$

$$+ 2bC \left[ \frac{1}{3} a_1 \varepsilon_{2b} + \frac{1}{4} a_2 \varepsilon_{2b}^2 + \frac{1}{5} a_3 \varepsilon_{2b}^3 \right];$$

$$\mu_2 = -bC^2 \left( \frac{1}{3} \frac{\partial a_1}{\partial t} \varepsilon_{2b} + \frac{1}{4} \frac{\partial a_2}{\partial t} \varepsilon_{2b}^2 + \frac{1}{5} \frac{\partial a_3}{\partial t} \varepsilon_{2b}^3 \right).$$

Перепишем закон ползучести в аналогичном с (7) виде

$$\alpha_3 \dot{\varepsilon}_{2b} + \beta_3 \dot{\sigma}_2^b + \gamma_3 \dot{C} = \mu_3, \quad (8)$$

где  $\alpha_3 = E_b$ ;

$$\beta_3 = - \left[ 1 + 2b_2 \sigma_2^b + 3b_3 (\sigma_2^b)^2 + 4b_4 (\sigma_2^b)^3 \right]; \quad \gamma_3 = 0;$$

$$\mu_3 = \gamma_\Phi \left[ \sigma_2^b + b_2 (\sigma_2^b)^2 + b_3 (\sigma_2^b)^3 + b_4 (\sigma_2^b)^4 \right];$$

$$\sigma_2^b + C_\Phi^0 \gamma_\Phi f[\Phi] - \gamma_\Phi E_b \varepsilon_{2b}.$$

Систему уравнений (7), (8) разрешаем относительно производных

$$\dot{\varepsilon}_{2b} = \frac{-\mu_1 \beta_3 \gamma_2 + \beta_1 \gamma_2 \mu_3 + \gamma_1 \mu_2 \beta_3 - \gamma_1 \mu_3 \beta_2}{-\alpha_1 \beta_3 \gamma_2 + \beta_1 \gamma_2 \alpha_3 + \gamma_1 \alpha_2 \beta_3 - \gamma_1 \alpha_3 \beta_2};$$

$$\dot{\sigma}_2^b = \frac{-\alpha_1 \mu_3 \gamma_2 + \mu_1 \gamma_2 \alpha_3 + \gamma_1 \alpha_2 \mu_3 - \gamma_1 \alpha_3 \mu_2}{-\alpha_1 \beta_3 \gamma_2 + \beta_1 \gamma_2 \alpha_3 + \gamma_1 \alpha_2 \beta_3 - \gamma_1 \alpha_3 \beta_2}; \quad (9)$$

$$\dot{C} = \frac{\alpha_1 \beta_2 \mu_3 + \alpha_1 \beta_3 \mu_2 + \beta_1 \mu_2 \alpha_3 - \beta_1 \mu_3 \alpha_2 -}{-\alpha_1 \beta_3 \gamma_2 + \beta_1 \gamma_2 \alpha_3 + \gamma_1 \alpha_2 \beta_3 -}$$

$$\frac{-\mu_1 \alpha_2 \beta_3 - \mu_1 \alpha_3 \beta_2}{-\gamma_1 \alpha_3 \beta_2};$$

$$R_{b1}, R_b (\dot{R}_{b1} = 0; \dot{R}_b = 0).$$

В полученной системе дифференциальных уравнений известными являются функции  $\varepsilon_{b1}(t)$  и  $\varepsilon_{b0}(t)$ , которые находятся из основного уравнения ползучести (6) путем подстановки в него постоянных значений  $R_{b1}$  и  $R_b$  ( $\dot{R}_{b1} = 0; \dot{R}_b = 0$ ).

Важным достоинством предложенного метода исследования можно считать то обстоятельство, что для любых поперечных сечений система разрешающих уравнений имеет третий порядок. Вычислительные процедуры таких систем тщательно математически изучены, результаты численного интегрирования их имеют надежные оценки сходимости и точности. Процедуры

построения функций, стоящих в правых частях системы дифференциальных уравнений (9), прозрачны и не содержат в себе никаких упрощающих вычислительных допущений.

Другим важным достоинством предложенного метода является одновременный учет трех типов нелинейности: наличия трещин; мгновенной нелинейности деформирования сжатой зоны бетона с учетом выпадающего участка; нелинейной ползучести бетона. Оценка прочности сечения балки производится в процессе численного интегрирования системы (9) с помощью трех критериев: появление текучести в растянутой арматуре; достижение предельных величин деформации бетона в сжатой зоне  $\varepsilon_{b2}$ ; начало снижения величины изгибающего момента  $M_H$ . Последний критерий не является обязательным при рассмотрении статически неопределимых балок.

На основе проведения численных экспериментов по предложенной модели расчета нами получены значения коэффициентов длительного сопротивления железобетонных балок (см. таблицу).

Значения коэф- фициента армирования, $\mu$	0,005	0,01	0,025	0,05	0,075	0,1
Значения коэф- фициента длительного сопротивления, $m_{dl}$	0,677	0,735	0,795	0,83	0,870	0,895

В заключение укажем, что разработанная теория позволяет получить численные значения эквивалентного модуля деформаций

$$E_{эkv} = \frac{M_H \cdot C}{\varepsilon_{2b} l},$$

где  $l$  - приведенный модуль деформаций железобетонного сечения.

$$l = \frac{bh^3}{12} + nA'_s \left( \frac{h}{2} - a' \right)^2 + nA_s \left( \frac{h}{2} - a \right)^2;$$

$$n = \frac{E_s}{E_b}.$$

## Библиографический список

1. СЕВ-TIP MODEL CODE, 1990. DESIGN CODE.
2. Бондаренко В.М., Диалектика механики железобетона//Бетон и железобетон. — 2002. — № 1. — С. 24–27.
3. Шубик А.В. Предложения по расчету железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил с учетом фактора времени//Бетон и железобетон. — 2002. — № 1. — С. 16–19.
4. Санжаровский Р.С. Устойчивость элементов строительных конструкций при ползучести. ЛГУ, 1984, 217 с.
5. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. — М.: 1952, 130 с.

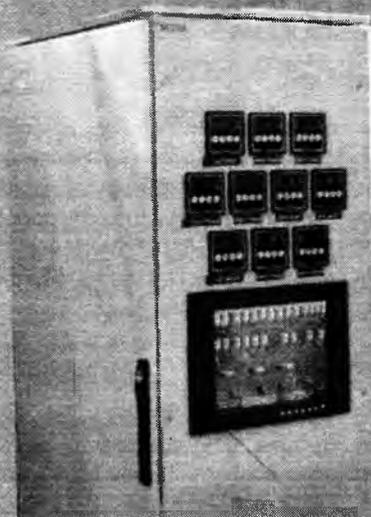
# НПО "ИнСАТ-СПб"

для предприятий, производящих  
бетон и сухие смеси



Выполняет следующие работы:

- разработка и внедрение АСУТП предприятия и АСУТП отдельных цехов и участков;
- модернизация существующих АСУТП;
- модернизация бетоносмесительных узлов (цехов);
- проектирование технологии, монтаж и наладка технологического оборудования.



Производит следующее оборудование:

- дозаторы, интеллектуальные контроллеры для дозаторов, узлы для перевода механических весов на тензодотчики;
- шкафы управления, блоки управления станками контактной сварки.



ООО "НПО "ИнСАТ-СПб"

Телефоны: (81361) 42-302, (812) 958-17-92.

E-mail: [spb@insat.ru](mailto:spb@insat.ru), [www.insat.ru](http://www.insat.ru)



# СПЕЦИАЛЬНОЕ КОНСТРУКТОРСКОЕ БЮРО СКБ СТРОЙПРИБОР ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Лицензия Госстандарта РФ  
на изготовление средств  
измерений №000110-ИР

## ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА

### ИПС-МГ4.01 / ИПС-МГ4.03

Измерители прочности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Оснащены функциями ввода коэффициента совпадения Kс, типа контролируемого изделия, вычисления класса бетона В. Диапазон.....3...100 МПа

### ПОС-2МГ4П

Измеритель прочности ячеистых бетонов методом вырыва спирального анкера. Предусмотрена возможность корректировки результатов испытаний в зависимости от влажности бетона. Диапазон.....0,5...8 МПа

### ПОС-30(50)МГ4 "Отрыв"

Измерители прочности бетона методом отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690 Диапазон.....5...100 МПа

### ПОС-30(50)МГ4 "Скол"

Измерители прочности бетона методами скалывания ребра и отрыва со скалыванием по ГОСТ 22690 Диапазон.....5...100 МПа

## ИЗМЕРИТЕЛИ СИЛЫ НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

### ДО-40(60)МГ4

Измерители силы натяжения высокопрочной арматуры классов Вр-II (В-II), К-7 методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362 Диаметр контролируемой арматуры.....3...5 (6...9) мм

### ЭИН-МГ4

Измеритель напряжений в арматуре частотным методом по ГОСТ 22362 Диаметр контролируемой арматуры.....3...32мм Длина.....3...18м

## ПРИБОРЫ ДЛЯ ТЕПЛОФИЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

### ИТП-МГ4 "100/250"

Измерители теплопроводности и термического сопротивления материалов при стационарном режиме по ГОСТ 7076 и методом теплового зонда по ГОСТ 30256 Диапазон.....0,02...1,5 Вт/м·К

### ИТП-МГ4.03 "Поток"

Измеритель плотности тепловых потоков по ГОСТ 25380 трехканальный с режимом самописца (до 15 суток) Диапазон измерения: плотности тепловых потоков.....2...999 Вт/м<sup>2</sup>, температуры.....-30...+100°С

## ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ И ТЕМПЕРАТУРЫ

### ТГЦ-МГ4.01, ТЦЗ-МГ4.01

ТГЦ-МГ4.01 измеритель влажности и температуры воздуха с режимом самописца (до 24 часов) Диапазон измерения влажности.....0...99%, температуры.....-20...+85°С ТЦЗ-МГ4.01 термометр цифровой зондовый одно- и двухканальный с режимом самописца (до 15 суток) диапазон.....-30...+250°С

### Влагомер-МГ4

МГ4Д - измеритель влажности древесины (13 видов) по ГОСТ 16588 МГ4Б - измеритель влажности бетона, кирпича (13 видов), древесины (13 видов) по ГОСТ 21718, 16588 МГ4Зонд - измеритель влажности сыпучих материалов. МГ4У - универсальная версия с настройками на древесину, бетон и сыпучие материалы. Диапазон измерения влажности.....1...60%

### ИПА-МГ4

Измеритель защитного слоя бетона, расположения и диаметра арматуры в ЖБ конструкциях по ГОСТ 22904 Диапазон измерения защитного слоя 3...100мм при диаметре стержней 12...40мм

### ПСО-МГ4

Измеритель прочности сцепления (адгезии) защитных и облицовочных покрытий с основанием по ГОСТ 28089, 28574 Максимальное усилие отрыва 2,45/4,9/9,8 кН

### Анемометр ИСП-МГ4.01

Измеритель скорости воздушных потоков и их температуры с режимом самописца (до 24 часов) Диапазоны измерения: скорости потока.....0,4...30м/с, температуры.....-20...+100°С

### Вибротест - МГ4+

Измеритель, виброскорости, виброускорения, амплитуды и частоты колебаний виброустановок и др. объектов с режимом самописца (до 25 часов) Диапазон измерения: частоты.....2...1000Гц, амплитуды.....0,01...20мм

Приборы сертифицированы, имеют автономное питание, энергонезависимую память результатов измерений, связь с ПК.

454084 г. Челябинск, а/я 8538, ул. Калинина 11-Г офис 5. тел/факс (351) 790-16-13, 790-16-85, в Москве (095) 964-95-63, 220-38-58 e-mail stroypribor@chel.sumet.ru http://www.stroypribor.ru

## К 80-летию В.М.Бондаренко



Виталий Михайлович Бондаренко, заведующий кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции» МИКХиСа, доктор технических наук, профессор, академик Российской академии архитектуры и строительных наук, академик Российской инженерной академии, заслуженный деятель науки и техники РСФСР родился 22 июня 1925 г. С 1942 по 1945 г. он служил в действующих частях Советской Армии: помкомвзвода ПТР, командиром САУ 152 в танковом полку; участвовал в боях Во-

ронезского прорыва, где был ранен; южного фланга Курской дуги и за освобождение Украины, где был дважды ранен; воевал в Польше и Германии (штурм Зееловских высот, форсирование рек Шпрее и Одер), где был в четвертый раз ранен, участвовал во взятии Берлина и в спасении Праги.

После демобилизации в ноябре 1945 г. он окончил «с отличием» строительный техникум (1947 г.), «с отличием» строительный институт (1952 г.). Во время учебы работал мастером на послевоенном восстановлении заводов «Запорожсталь» и «Красная Звезда», расчетчиком-конструктором отдела сооружений Всесоюзного НИИ шахтного строительства (ВНИИОМШС).

После окончания института он прошел путь от рядового инженера до главного инженера Домостроительного комбината; непосредственно участвовал в строительстве шахт, углеобогатительных фабрик, города Молодогвардейск, промышленных и сельскохозяйственных предприятий, спецсооружений.

В 1961 г. он защитил кандидатскую, а в 1969 г. — докторскую диссертацию. Перейдя к научно-педагогической деятельности, с 1962 г. он был проректором по научной работе Харьковского инженерно-строительного института (одновременно заведовал кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции»), а в 1972 г. стал директором Всесоюзного НИИ Гипрониисельхоз — головного института СССР по крупным сельхозпроизводственным комплексам.

С 1976 г. по настоящее время В.М.Бондаренко заведует кафедрой железобетонных и каменных конструкций Всесоюзного заочного инженерно-строительного института (ныне Московского института коммунального хозяйства и строительства). А до 1979 г. он был также проректором этого института по учебной работе. С 1993 по 1999 г.

он был академиком-секретарем отделения строительных наук и вице-президентом Российской академии архитектуры и строительных наук.

В.М.Бондаренко — основатель и руководитель самостоятельной научной школы «Силовое сопротивление, конструктивная безопасность и оптимизация технологического энергопотребления зданий и сооружений». Им опубликовано около 300 научных трудов, в том числе 20 книг-учебников, учебных пособий и монографий. Основные направления его научной деятельности посвящены силовому и энергетическому сопротивлению железобетона и железобетонных конструкций в нелинейной наследственно-режимной постановке с учетом износа и повреждений. Он непосредственно участвовал в научно-проектной подготовке строительства подземного комплекса на Манежной площади и Лефортовского тоннеля третьего транспортного кольца, храма Христа Спасителя, ряда других объектов города Москвы.

Вклад В.М.Бондаренко в производственную, научную и педагогическую деятельность отмечен присвоением званий «Заслуженный деятель науки и техники РСФСР», «Заслуженный инженер России», «Почетный строитель России». За «Комплекс работ по теории железобетона» он отмечен премией Правительства РФ в области науки и техники, удостоен персональной благодарности Президента Российской Федерации «За большой вклад в развитие отечественной фундаментальной строительной науки», отмечен золотым знаком «Заслуженный инженер России», знаком Высшей школы СССР, награжден большой медалью РААСН, медалями ВДНХ, является «Почетным ветераном Москвы». Он награжден орденами и медалями СССР, РФ, Украины, Русской Православной церкви.

В.М.Бондаренко является Почетным профессором Московского института коммунального хозяйства и строительства, Белгородского государственного технологического университета, Харьковского государственного технического университета строительства и архитектуры, действительным членом Британского института гражданских инженеров, Международной академии экологической реконструкции, Академии строительства Украины.

Независимый международный кембриджский научно-биографический центр включил В.М.Бондаренко в число 2000 выдающихся ученых двадцатого столетия.

Друзья, коллеги, ученики Виталия Михайловича, члены редколлегии журнала «Бетон и железобетон», в составе которой юбиляр трудится многие годы, от души его поздравляют со славным юбилеем и желают здоровья и новых творческих успехов.

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.Щербakov

Подписано в печать 07.06.05. Формат 60x88<sup>1/8</sup>. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1  
Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 619

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

E-mail: magbeton@rambler.ru  
Тел. 692-6205, 703-9762

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

# ДОБАВКИ ДЛЯ БЕТОНОВ

Суперпластификаторы  
и пластификаторы

Противоморозные  
добавки

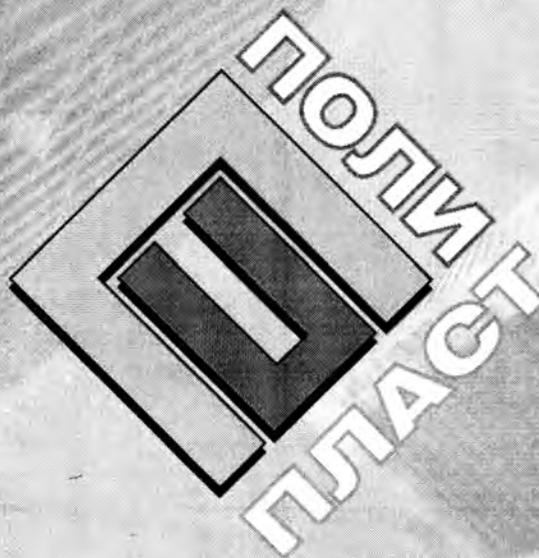
Ускорители набора  
прочности

Модификаторы  
бетона

Замедлители схватывания  
и набора прочности

Диспергаторы и  
специальные добавки

## НОВЫЙ СУПЕРПЛАСТИФИКАТОР ПОЛИПЛАСТ СЛ-3



### “ПОЛИПЛАСТ”

115114, Москва, Кожанничаевский пр., д. 3.  
Тел/факс (095)580-70-83, 580-70-84  
Sas7afat@polyplast.ru

### “ПОЛИПЛАСТ СЕВЕРО-ЗАПАД”

188430, Ленинградская обл.,  
г. Кингисепп, промышленная зона “Фосфорит”  
Тел/факс (81375)93-239, 269-98  
Polyplast\_nw@mail.ru

### “ПОЛИПЛАСТ НОВОМОСКОВСК”

301653, Тульская обл., г. Новомосковск,  
Комсомольская ш., д. 72  
Тел/факс (03762)76-465, 76-472, 76-527  
Polyplast@ppplast.novomoskovsk.ru

### “ПОЛИПЛАСТ-УРАЛОВСЬ”

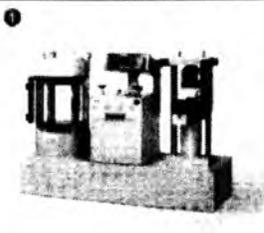
623109, Свердловская обл.,  
г. Первоуральск, ул. Заводская, д. 3  
Тел/факс (34392)93-737, 91-135  
polyplastus@pervouralsk.ru

**WWW.POLYPLAST-UN.RU**



Фирма «Триада-Холдинг» в течение 15 лет успешно работает на рынке лабораторного оборудования для испытания строительных материалов и изделий и является эксклюзивным поставщиком высококачественных профессиональных приборов немецкой фирмы «Form-Test». Фирма предлагает широкий спектр установок для определения физических, механических и технологических свойств бетонных и растворных смесей, бетонов, строительных растворов, вяжущих и других строительных материалов.

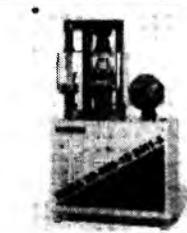
**УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИИ НА СЖАТИЕ И ИЗГИБ  
БЕТОННЫХ ОБРАЗЦОВ ПРИЗМ ИЗ ЦЕМЕНТНОГО СОСТАВА**



**BETA 5/DELTA 4**  
Ручное управление, цифровой дисплей



**ALPHA 3-300 S**  
Автоматическое управление, цифровой дисплей, возможность определения относительной деформации



**MEGA 20-200-10 DM 1-S**  
Комбинированная установка с автоматическим управлением



**DV 600 AZ**  
Установка для определения прочности при сжатии; максимальная нагрузка 600 кН



**DV 10 OM**  
Установка для определения прочности при изгибе; максимальная нагрузка 10 кН

**ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ ВОЗДУХА, ВОВЛЕЧЕННОГО В БЕТОН**



Объем 8 л

**УСТАНОВКИ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ ВОДОНЕПРОНИЦАЕМОСТИ БЕТОНА**



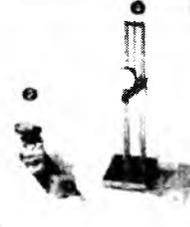
Для образцов кубов с ребрами 150 и 200 мм и цилиндров Ø150 и 200 мм



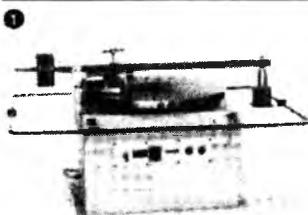
**УСТРОЙСТВА ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ УСАДКИ В ГОРИЗОНТАЛЬНОМ И ВЕРТИКАЛЬНОМ ИСПОЛНЕНИИ**



Для образцов размерами 40x40x160 мм, с индикатором часового типа, возможностью вывода данных на принтер



**ПРИБОРЫ ДЛЯ ИСПЫТАНИЯ НА ИСТИРАНИЕ**



Круг истирания Беме, размеры 890x760x890мм, масса 500 кг, 3/380 В

Прибор с истирающим кругом из специальной стали и прямым приводом от редукционного мотора  
Размеры 720x550x1000 мм  
Масса 150 кг, 3x380 В



**ПРИБОРЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НОРМАЛЬНОЙ ГУСТОТЫ И СРОКОВ СХВАТЫВАНИЯ ЦЕМЕНТНОГО И ГИПСОВОГО ТЕСТА**      **УСТАНОВКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УДОБОУКЛАДЫВАЕМОСТИ БЕТОННОЙ СМЕСИ**



Прибор Вика с иглой и пестиком  
D<sub>иглы</sub> = 1,13 мм  
D<sub>пестика</sub> = 10 мм



Автоматический прибор Вика с записывающим устройством на 30 погружений



Прибор Вика с иглой для испытания строительного гипса



Стандартный конус D 100/200 мм высотой 300 мм



Измеритель жесткости (вискозиметр), масса 96 кг, 220В/50 Гц



**Триада - Холдинг**

Россия, 123308, Москва, пр-т Маршала Жукова, дом 6, стр. 2.  
Тел. (095) 234-16-10, 956-15-04, 956-18-52    Факс (095) 234-38-84  
E-mail: trhold@comail.ru    www.triada-holding.ru