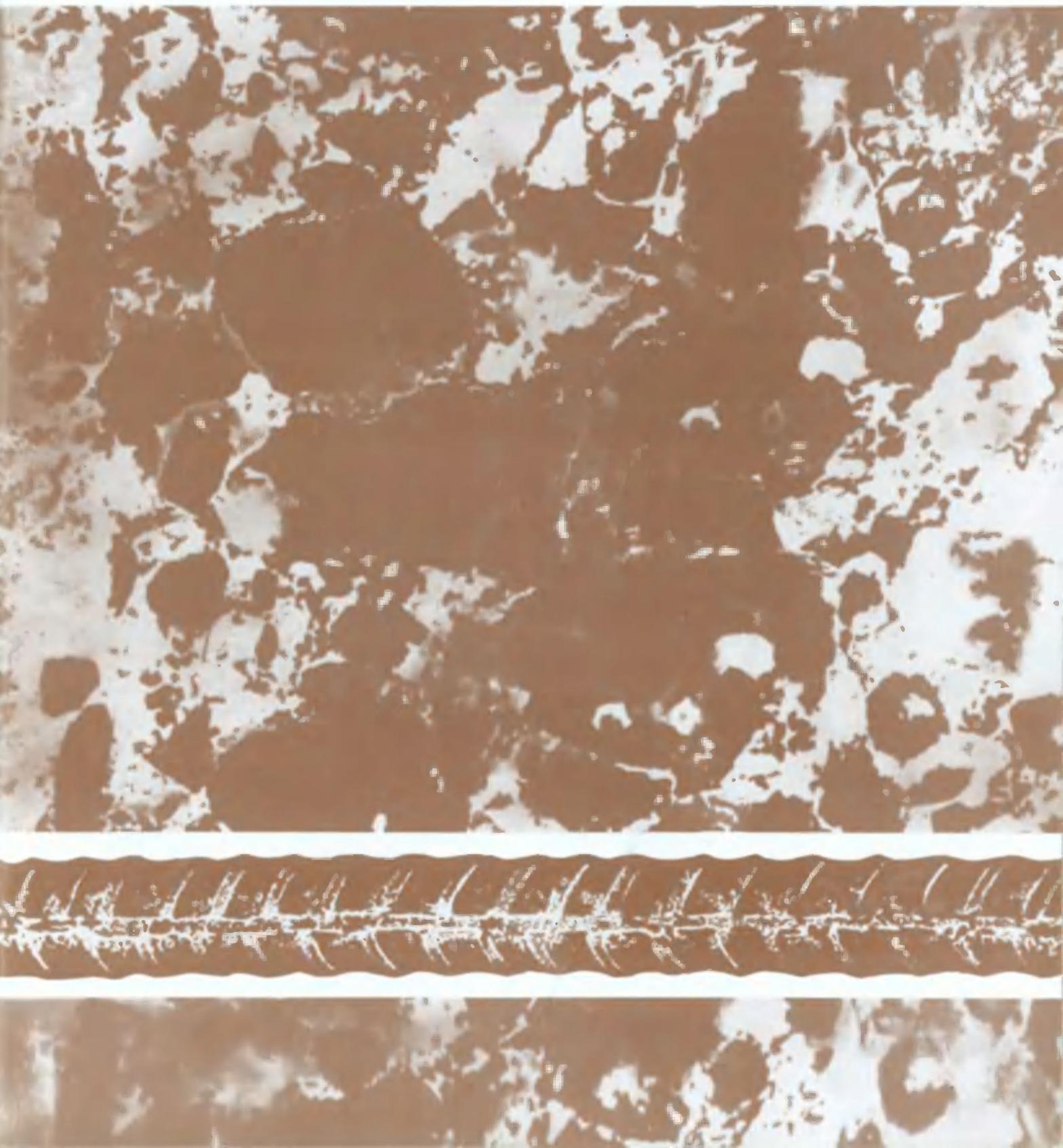


# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**6**  
2012



Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

---

## СОДЕРЖАНИЕ

### БЕТОНЫ

- ТОТУРБИЕВ А.Б.* Допустимые скорости нагрева жаростойких бетонов на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем ..... 2
- КАСАТКИНА А.В., СОЛОВЬЕВ Д.В., СТЕПАНОВА И.В.* Гидрозащитные свойства цементсодержащего материала проникающего действия при использовании пористых оснований разной природы ..... 5
- НЕСВЕТАЕВ Г.В., КАРДУМЯН Г.С.* О проектировании состава высокопрочного самоуплотняющегося бетона ..... 8

### КОНСТРУКЦИИ

- ЖИЛЬЦОВ Ю.В.* Работа наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов с жестким поперечным армированием ..... 11

### ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

- РАХИМБАЕВ Ш.М.* Кинетика процессов кольматации при химической коррозии цементных систем ..... 16

### БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

- ТАМРАЗЯН А.Г., ШУВАЛОВ К.А.* Анализ влияния предварительного напряжения на параметры динамического догружения железобетонных конструктивных систем при запроектных воздействиях ..... 18

### В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- КАРПЕНКО Н.И., КАРПЕНКО С.Н.* О диаграммной методике расчета деформаций стержневых элементов и ее частных случаев ..... 20

### НОВЫЕ КНИГИ

- ВЛАДИМИРОВ С.А.* Комплексное исследование проблем ценообразования крупномасштабных инвестиционно-строительных проектов ..... 28

*А.Б. ТОТУРБИЕВ, канд. техн. наук (ЗАО "Опытное научно-производственное предприятие")*

## ДОПУСТИМЫЕ СКОРОСТИ НАГРЕВА ЖАРСТОЙКИХ БЕТОНОВ НА ПОЛИСИЛИКАТНАТРИЕВОМ КОМПОЗИЦИОННОМ ВЯЖУЩЕМ

Качество и долговечность службы конструкций и изделий из жаростойкого бетона в тепловых агрегатах в значительной мере зависят от режима сушки первого нагрева. Неправильно выбранные режимы сушки и разогрева бетонной футеровки могут привести к значительному разупрочнению, неравномерной деформации, растрескиванию и даже к полному разрушению бетона. Поэтому режимы сушки и первого разогрева жаростойкого бетона должны быть плавными, что делает эти процессы длительными.

Допустимые или критические скорости первого и последующих нагревов ограждающих конструкций промышленных печей, выполненных из жаростойкого бетона, зависят от многих факторов. Существенно влияют на трещинообразование в бетоне его прочность, деформативные явления, возникающие под воздействием высоких температур, массивность деталей, их форма, а также такие свойства, как теплопроводность, и конечно же химико-минералогический состав бетона. При первом нагреве влияние на трещинообразование в бетоне также оказывают: вода и формы её связи с твердыми компонентами; физико-химические процессы, протекающие под воздействием средних и особенно высоких температур, и ряд других факторов.

В данной статье остановимся на температурных деформациях бетона и рассмотрим такой важный показатель, как термическое расширение, который чаще всего характеризуется температурным коэффициентом линейного расширения (т.к.л.р.).

Термическое расширение жаростойкого материала существенно влияет на его термическую стойкость, которая, в свою очередь, во многом определяет режим первого и повторных нагревов ограждающих конструкций тепловых агрегатов из того или иного жаростойкого материала. При этом следует учитывать, что нагрев конструкций, как правило, носит односторонний характер, что усугубляет опасность трещинообразования в материале, так как практически у всех материалов т.к.л.р. изменяет свою величину при изменении температуры. Поэтому для оценки термических напряжений в материале при его одностороннем нагреве необходимо знать не только среднее значение этого показателя, но и его истинные значения на отдельных участках высоко-температурного нагрева.

Температурный коэффициент линейного расширения зависит от природы данного материала, от его химико-минералогического состава. В табл. 1 указа-

ны средние значения т.к.л.р. наиболее широко применяемых огнеупорных материалов. Как правило, чем выше т.к.л.р., тем ниже термическая стойкость материала. Из приведенных материалов наиболее высокой термической стойкостью обладает карбидкремниевый огнеупор.

Таблица 1  
Средние значения т.к.л.р. наиболее широко применяемых огнеупоров

Огнеупор	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Шамотный	4,5-6
Муллитовый	5,5-5,8
Муллитокорундовый	7-7,5
Корундовый	8-8,5
Магнезитовый	14-15
Хромитовый	9-11
Динасовый	11,5-13
Карбидкремниевый	4,5-8

Жаростойкий бетон состоит из различных по химико-минералогическому составу материалов. Кроме того, их макро- и микроструктура окончательно формируется в период эксплуатации и зависит от множества факторов. Поэтому предсказать поведение этого материала при нагревании практически невозможно.

Температурный коэффициент линейного расширения рассматриваемых бетонов определяется по методической инструкции Украинского научно-исследовательского института огнеупоров при помощи бинокулярного микроскопа МГ-1. Из исследуемого бетона изготовляли образцы в виде цилиндров диаметром 20 и длиной 80 мм. Образец помещали в электротермическую печь и после нагревания до заданной температуры с помощью микроскопа МГ-1 измеряли правую и левую часть образца. Линейное термическое расширение определяли по формуле

$$\alpha = \frac{(L''_л - L'_л) + (L''_п - L'_п)}{L_{l_0}}$$

где  $L'_л, L'_п$  - уровень отсчета левой и правой части образца при  $20^\circ\text{C}$ ;  $L''_л, L''_п$  - то же, при данной температуре;  $L_{l_0}$  - длина образца при  $20^\circ\text{C}$ .

Среднее значение т.к.л.р. для каждого интервала температур и для всего интервала рассчитывали по формуле

$$\alpha_{cp} = \frac{L_t - L_{t_0}}{L_{t_0}(t - t_0)}$$

где  $L_{t_0}$  - первоначальная длина образца при температуре 20°C;  
 $L_t$  - длина образца при температуре измерения.

На рис. 1 представлены графические зависимости значений т.к.л.р. жаростойкого шамотного бетона на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем от температуры нагрева. Опыты проводились на образцах при первом их нагреве после сушки (кривая 1) и после обжига при 1300°C и охлаждения до 20°C (кривая 2).

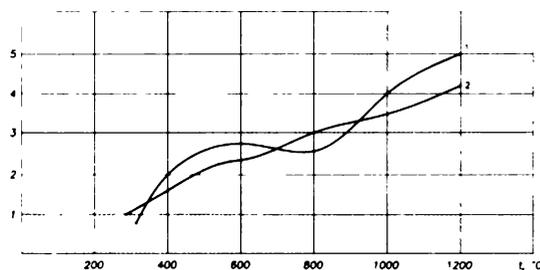


Рис. 1. Изменение значений т.к.л.р. жаростойкого шамотного бетона в зависимости от температуры нагрева

1 - высушенные образцы при 200°C; 2 - предварительно обожженные образцы при 1300°C

Так как усадочные деформации, связанные с обезвоживанием материала, практически заканчиваются во время сушки, т.е. при 200-250°C, то можно полагать, что они не влияют существенно на т.к.л.р. при более высоких температурах. При исследовании образцов из жаростойкого шамотного бетона на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем резких колебаний температур т.к.л.р. не наблюдалось. Некоторые различия в значениях т.к.л.р. при 1200°C можно объяснить модификационными превращениями кварца, содержащегося в шамотном заполнителе.

Стабилизация микроструктуры во время обжига привела к некоторому снижению среднего значения т.к.л.р. (от 6,1 до  $5,2 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ). По этому показателю исследуемый обожженный бетон весьма близок к традиционному шамотному огнеупору. Критическая скорость нагрева (первого и повторных) от 20 до 1350°C, определенная по методу кольца, составила 360 °C/ч. Следовательно, шамотный бетон на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем выдерживает без снижения прочности и видимых дефектов довольно высокие скорости нагрева.

Для определения допустимой скорости нагрева бетонных элементов до 1000°C проведены специальные исследования. Допустимые значения выше 1000°C не определялись, так как в диапазоне этих температур величины напряжения считаются релаксированными вследствие размягчения аморфной стеклофазы.

Для вычисления этого параметра применялась методика, разработанная в НИИЖБе [1]. Для расче-

та использовались термомеханические характеристики ( $\sigma_n, \sigma_{ny}, \varepsilon_n, E, \varepsilon, \eta$ ), полученные при исследовании лабораторных образцов, а также показатели температуры при одностороннем нагревании крупных изделий в условиях эксплуатации.

Формула скорости первого нагрева не только полно отражает свойства жаростойких бетонов, но и, как указано в работе [2], позволяет осуществить связь между параметрами в треугольнике "материаловеды-конструкторы-разработчики" или в треугольнике "конструкция-заданные условия эксплуатации-свойства материалов". Результаты расчета можно сравнить с результатами натуральных экспериментов. Рассмотрим формулу для расчета первого нагрева.

$$V_t = \frac{Q_n / 3\eta}{\alpha_{cp} - K - \frac{1}{\Delta T_{i+t_0}} \frac{\beta_i - \beta_{i+1}}{\beta_i \beta_{i+1}} - \sigma_n}$$

где  $\Delta T$  - температурный интервал, для которого находят скорость подъема температуры;  $\beta_i, \beta_{i+1}$  - соответственно коэффициенты, учитывающие изменения модуля упругости бетона в состояниях  $i, i+1$ ;  $\sigma_n$  - максимально допустимый уровень напряжений;  $E_\delta$  - начальный модуль упругости при 20°C;  $\alpha_{cp}$  - абсолютное значение коэффициента линейной температурной деформации бетона, т.е. с учетом усадки и набухания;  $\eta$  - коэффициент эффективной динамической вязкости бетона, вычисляемый по формуле Траутона

$$\eta = \frac{\sigma_0 \Delta t (1 + \varepsilon_n)}{3\varepsilon_n}$$

При постоянной нагрузке (нагружении), например при  $\sigma_0 = 0,2 \text{ МПа}$ , за период времени  $\Delta t$  деформации образца изменяются на величину  $\varepsilon_n$ ;  $K$  в формуле - коэффициент, зависящий от размера элемента, закрепления концов слоя, вида напряжений, т.е. это коэффициент, характеризующий статическую необратимость рассматриваемого элемента.

В данной работе для расчета был принят вариант, когда свободные деформации ограничены от перемещений и поворота, т.е.  $K = 0$ .

Значение времени, необходимого для достижения стабильного температурного градиента при заданной температуре нагрева торца изделия, вычисляется по формуле

$$\Delta t = h^2 / 4 \cdot 2a = h^2 / 8a,$$

где  $a$  - температуропроводность, определяемая по формуле  $a = kR^2 / 6\Delta t$ , в которую подставлены результаты определений распределения температуры при одностороннем нагреве изделия;  $h$  - толщина блока.

В дальнейшем после достижения допустимого уровня напряжений подъем температуры осуществляется только с учетом возникающих деформаций ползучести при сохранении достигнутого уровня напряжений  $\sigma$ , что учитывается параметром

$$\Delta T_{nt} = (1/\alpha_{dt})(\sigma/3\eta).$$

Показатели расчета допустимых значений скорости нагрева шамотного жаростойкого бетона

$t, ^\circ\text{C}$	$\sigma_{ny}, \sigma_n$ МПа	$(\varepsilon_{ny}, \varepsilon_n) \cdot 10^4$	$E \cdot 10^4$ , МПа	$\alpha \cdot 10^6, ^\circ\text{C}^{-1}$	$\beta_1 = E_{\delta t} \cdot E_{\delta}$	$\beta_1 - \beta_{1-1}$	$\beta_1 + \beta_{1+1}$	$\Delta t, ^\circ\text{C}$	$\varepsilon_{n1}$	$\eta \cdot 10^4$ , МПа	$\Delta T, \text{ч}$	$d \cdot 10^3$ , м/ч	$\Gamma'_t, ^\circ\text{C}/\text{ч}$
20	12,5/15,01	4,27 5,7	2,93	6,67	-	-	-	20	5	-	-	-	-
200	13,86/15,5	5,0	2,76	2,6	0,9419	0,9419	0,9419	130	$5,7 \cdot 10^{-4}$	3,2	27,1	1,153	$3,2 \cdot 10^3$
400	13,31/17,01	5,91	2,255	6,08	0,7704	0,1715	0,7256	200	$6,2 \cdot 10^{-4}$	3,95	36,77	0,847	$2,77 \cdot 10^3$
600	17,01/20,05	6,79	2,505	8,23	0,8558	0,0861	0,8061	200	$7,3 \cdot 10^{-4}$	5,38	58,99	0,576	$1,60 \cdot 10^3$
800	20/24,4	7,73 10,5	2,583	9,19	0,8825	0,0594	0,8312	200	$9,3 \cdot 10^{-4}$	4,64	64,83	0,482	$1,998 \cdot 10^3$
1000	10/16,5	6,29	1,59	9,11	0,5432	0,3987	0,5116	200	$1,714 \cdot 10^{-4}$	2,64	67,49	0,463	$4,16 \cdot 10^3$

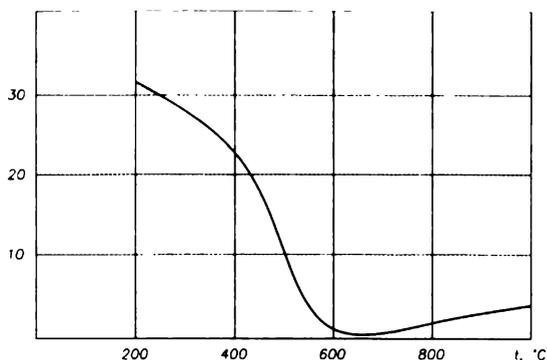


Рис. 2. Зависимость допустимых значений скорости первого нагрева жаростойкого шамотного бетонного блока от температуры нагрева

По рекомендации, содержащейся в работе [1], при первом нестационарном нагреве бетонных элементов необходимо рассматривать следующие случаи.

Определение допустимой скорости нагрева элементов: а) при заданных напряжениях, вызываемых нагревом в отсутствии внешней нагрузки; б) при заданных до нагрева напряжениях от внешней нагрузки; в) при заданных напряжениях до нагрева и внешней нагрузке.

Определение напряжений при заданной скорости нагрева, возникающих: а) только от нагрева; б) от совместного действия температуры и нагрузки.

В первом случае появляется необходимость ограничить развивающиеся в элементе напряжения определенным уровнем.

Результаты расчета допустимых значений скорости первого нагрева для жаростойкого шамотного бетона на полисиликатнатриевом композиционном вяжущем приведены в табл. 2, по данным которой построен график зависимости  $\Gamma'_t = f(T)$ , приведенный на рис. 2. Полученные результаты допустимой скорости первого нагрева жаростойкого бетона в интервале температур 200-1000 $^\circ\text{C}$  были проверены в реальных условиях на блоках размером 1100 $\times$ 900 $\times$ 240 мм.

Для сравнения, такие же блоки подвергались нагреву со значительно меньшей скоростью, равной 50 $^\circ\text{C}/\text{ч}$ . Выпиленные из этих блоков образцы (по три с поверхностей и по три из середины) подвергались испытанию на прочность при сжатии. Результаты испытаний приведены в табл. 3. Они свидетельствуют о том, что разработанный шамотный бетон малочувствителен к действию температуры в рассмотренном интервале, а также о правильности сделанных

Таблица 3

Прочность при сжатии образцов жаростойкого бетона, подвергнутых первому нагреву по расчётному режиму и со скоростью 50 $^\circ\text{C}/\text{ч}$ 

№ образца	Место отбора образцов из блока	$R_{сж}$ , МПа (расчетный режим нагрева)	$R_{сж}$ , МПа ( $\Gamma'_t = 50^\circ\text{C}/\text{ч}$ )
1	Верхняя поверхность	25,4	26
2		26,1	25,9
3		25,6	25,3
4	Нижняя поверхность	27,1	26,9
5		26,3	26,8
6		26,6	26,2
7	Середина	24,4	24,6
8		24,8	25,1
9		25,2	24,3

Таблица 4

Допустимые скорости первого нагрева жаростойких бетонов

Жаростойкий бетон	Средняя оптимальная скорость нагрева, $^\circ\text{C}/\text{ч}$
Карбидкремниевый	360
Динасокварцитовый	150
Корундовый	170
Хромомагнезитовый	180
Магнезитовый	140
Цирконовый	320

расчетов  $\Gamma'_t$ , т.е. о справедливости примененной формулы.

В табл. 4 приведены результаты определения допустимых значений первого нагрева для других видов рассматриваемых жаростойких бетонов на полисиликатнатриевом вяжущем.

Таким образом, результаты расчета допустимых значений скорости первого нагрева для жаростойкого шамотного бетона показали возможность ускоренного разогрева жаростойких бетонов на полисиликатнатриевых композиционных вяжущих, так как допустимые скорости первого нагрева исследуемых бетонов составляют 140-360 $^\circ\text{C}/\text{ч}$ . Следовательно, ускоренный разогрев жаростойких бетонов на полисиликатнатриевых композиционных вяжущих позволяет сократить также продолжительность сушки и первого разогрева конструкций тепловых агрегатов, выполненных из этих видов бетона.

### Библиографический список

- Жуков В.В. Основы стойкости бетона при действии повышенных и высоких температур. Дис... докт. техн. наук. - М., 1981. - 437 с.
- Иванов А.Б., Бакунов В.С. Показатели качества и теплофизические свойства огнеупоров. - М.: Институт высоких температур АН СССР, 1982. - 56 с.

## ГИДРОЗАЩИТНЫЕ СВОЙСТВА ЦЕМЕНТСОДЕРЖАЩЕГО МАТЕРИАЛА ПРОНИКАЮЩЕГО ДЕЙСТВИЯ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ ПОРИСТЫХ ОСНОВАНИЙ РАЗНОЙ ПРИРОДЫ

Для защиты ответственных сооружений от негативного воздействия воды и других внешних факторов эффективно использовать гидроизоляционные материалы проникающего действия, так как только они способны сохранять или усиливать несущую способность конструкции.

На свойства защищаемой конструкции принципиальное влияние оказывает глубина проникновения наиболее подвижных частиц из гидроизоляционного материала в поровое пространство основания, а также последующие процессы, которые будут происходить в порах основания.

Для оценки глубины прохождения гидроизоляционного материала в глубь основания использовали образцы-балочки из мелкозернистого бетона В15, торцевую поверхность которых обрабатывали модифицированным гидроизоляционным материалом проникающего действия, где в качестве модификатора использовали электролит  $K_2SO_4$ . Полученные результаты представлены в табл. 1

Таблица 1  
Свойства бетонного основания, обработанного гидроизоляционным материалом

№ п/п	Наименование гидроизоляционного материала	Прочность основания, обработанного гидроизоляционным материалом в возрасте 28 сут, МПа		
		прочность на растяжение при изгибе	прочность при сжатии	
			верхняя часть образца (*)	нижняя часть образца
1	Необработанное бетонное основание	3,9	20,4	20,4
2	Бетонное основание, обработанное контрольным составом гидроизоляционного материала	4,3	22,4	21,1
3	Бетонное основание, обработанное гидроизоляционным материалом, модифицированным $K_2SO_4$	5,8	29,8	23,7

(\*) - верхняя часть образца расположена со стороны нанесения гидроизоляции.

Данные табл. 1 показывают, что прочность при сжатии верхней части образца-балочки на 16% выше прочности при сжатии нижней части образца-балочки. Следовательно, гидроизоляционное покрытие в большей степени оказывает влияние на верхнюю часть образца, вероятно в результате ограниченного

продвижения в глубь основания наиболее подвижных частиц из гидроизоляционного материала.

Для более глубокого прохождения частиц в глубь основания целесообразно увеличить подвижность всех компонентов гидроизоляционного материала, что может быть достигнуто использованием пластифицирующих добавок, которые должны быть совместимы с добавками модификаторами.

При использовании пластифицирующей добавки эффективность ее действия оценивали по изменению физико-механических характеристик гидроизоляционного материала (табл. 2).

Таблица 2  
Свойства гидроизоляционного материала, модифицированного  $K_2SO_4$

№ п/п	Наименование гидроизоляционного материала	Количество добавки, мас.% от массы цемента		Прочность в возрасте 28 сут, МПа/%		Водопоглощение, $W, \%$	Водонепроницаемость $W, атм^*$
		$K_2SO_4$	Пластифицирующая добавка	На растяжение при изгибе	При сжатии		
1	Гидроизоляционный материал (контрольный состав)	-	-	7,1/100	26,2/100	2,7	8
2	Гидроизоляционный материал, модифицированный $K_2SO_4$	3	-	11,9/167	38,8/148	2,3	10
3	Гидроизоляционный материал, модифицированный $K_2SO_4$ с добавлением СП СЗ	3	0,75	11,8/167	41,1/157	2,1	12
4	Гидроизоляционный материал, модифицированный $K_2SO_4$ с добавлением Meifix 1641F	3	0,75	13,8/194	45,5/174	1,7	16
5	Гидроизоляционный материал, модифицированный $K_2SO_4$ с добавлением Sika Viscocrete 225 VP (5%)	3	0,75	12,2/172	44,7/171	2,0	14

Результаты, представленные в табл. 2, показывают, что гидроизоляционный материал приобретает наилучшие свойства при использовании в качестве до-

бавки  $K_2SO_4$  и ГП Melflux 1641 F. Результатом совместного действия добавок является повышение прочности при сжатии на 74% и плотности на 38 отн. %, что соответствует водопоглощению, равному 1,7%.

Более равномерные значения прочности при сжатии верхней и нижней частей балочек (табл. 3) подтверждают, что частицы гидроизоляционного материала, модифицированного комплексной добавкой, состоящей из  $K_2SO_4$  и ГП Melflux 1641 F, более глубоко проникают в бетонное основание.

Таблица 3

Оценка проникающей способности гидроизоляционного материала, модифицированного комплексной добавкой

№ п/п	Наименование гидроизоляционного материала	Класс бетонного основания	Прочность основания, обработанного гидроизоляционным материалом в возрасте 28 сут, МПа		
			прочность на растяжение при изгибе	прочность при сжатии	
				верхняя часть образца*	нижняя часть образца
1	Необработанное бетонное основание	В 12,5	3,7	16,8	16,8
2	Бетонное основание, обработанное гидроизоляционным материалом, модифицированным $K_2SO_4$		5,5	24,5	19,5
3	Бетонное основание, обработанное гидроизоляционным материалом, модифицированным $K_2SO_4$ с добавлением Melflux 1641 F		6,3	26,5	26,1
4	Необработанное бетонное основание	В 15	3,9	20,4	20,4
5	Бетонное основание, обработанное гидроизоляционным материалом, модифицированным $K_2SO_4$		5,8	29,8	23,7
6	Бетонное основание, обработанное гидроизоляционным материалом, модифицированным $K_2SO_4$ с добавлением Melflux 1641 F		6,7	32,2	31,6

По данным микроскопических исследований, проведенных при помощи автоматического анализатора изображений "Видео Тест", определено, что при обработке основания модифицированным гидроизоляционным материалом уменьшается средний размер пор основания и соответственно процент поровой площади на поверхности образца, используемого в качестве основания, в последовательности, представленной на рис. 1.

Определено, что средний размер пор уменьшается примерно на 13%, вследствие чего происходит уплотнение структуры основания, что подтверждается и уменьшением водопоглощения на 28 отн.%,

обеспечивая улучшение параметров долговечности бетонного основания.

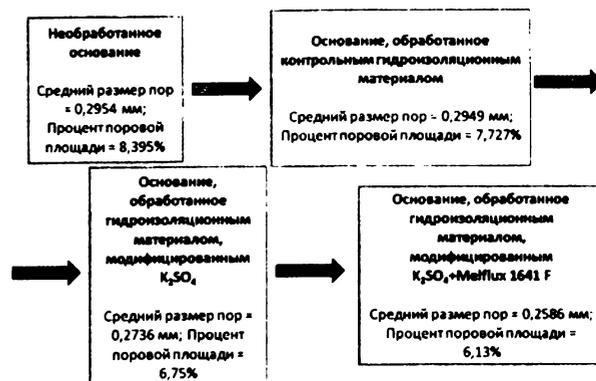


Рис. 1. Изменение среднего размера пор основания, обработанного гидроизоляционным материалом

Установлено (табл. 4), что морозостойкость и водонепроницаемость бетонного основания увеличивается в 2 и более раз.

Таблица 4

Свойства бетонного основания В12,5, обработанного гидроизоляционным материалом с комплексным модификатором

№ п/п	Наименование материала	Водопоглощение, $W_{в}$ , %	Водонепроницаемость, $W_{атм}$	Морозостойкость, циклы
1	Необработанное бетонное основание	4,3	6	150
2	Бетонное основание, обработанное гидроизоляционным материалом, модифицированным $K_2SO_4$	3,3	10	250
3	Бетонное основание, обработанное гидроизоляционным материалом, модифицированным $K_2SO_4$ с ГП Melflux 1641 F	3,1	14	300

Проведенные физико-химические исследования (рис. 2) показали, что добавление к гидроизоляционному материалу сульфата калия  $K_2SO_4$  повышает гидратационную активность силикатной составляющей портландцемента, что подтверждается уменьшением интенсивности линий  $C_3S$  при  $dn = (2,77; 2,73; 2,60; 2,18; 1,86; 1,77; 1,75) \cdot 10^{-10}$  м и образованием при этом повышенного количества  $Ca(OH)_2$  при  $dn = (4,93; 2,63; 1,93) \cdot 10^{-10}$  м, образующегося при гидратации  $C_3S$ , а также образованием новой фазы, представленной калиевыми алюмосиликатами  $(K_{<1}Al_2[Al, Si)_4O_{10}] \cdot (OH)_2 \cdot nH_2O$  переменного состава между мусковитом и каолинитом по наличию новых линий при  $dn = (2,56; 2,40; 2,28) \cdot 10^{-10}$  м (см. рис 2).

Добавление СП Melflux 1641 F к гидроизоляционному материалу, модифицированному  $K_2SO_4$ , оказывает не только пластифицирующее действие, но и активирующее, так как дополнительно повышается

гидратационная активность силикатной составляющей портландцемента. В результате этого образуется повышенное количество гидросиликатов кальция типа CSH(I), но новые фазы при этом не обнаружены.

Влияние гидроизоляционного материала на свойства кирпичного основания показано в табл.5.

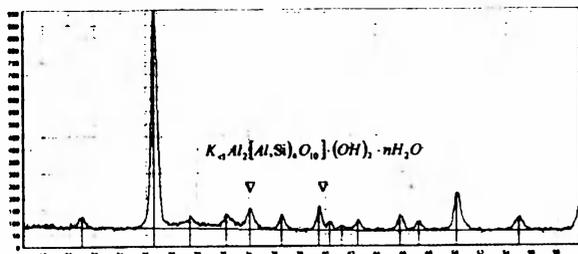


Рис. 2. Рентгенограмма гидроизоляционного материала

▽ - калиевые алюмосиликаты  $K_{0,1}Al_2[Al_1Si_4O_{10}](OH)_2 \cdot nH_2O$

Сравнительный анализ электронно-микроскопических исследований (рис. 3) показал, что при использовании модифицированного гидроизоляционного материала поры бетонного основания заполняются мелкодисперсной фракцией, имеющей достаточно плотную упаковку, по-видимому, за счет дополнительной гидратации частиц цемента, имеющегося в порах основания, в результате активирующего воздействия используемых проникающих добавок. Сделанный вывод основывается на следующем наблюдении: при использовании контрольного гидроизоляционного материала, не обладающего проникающим эффектом, в поровом пространстве (рис. 3, а) образуется рыхлая упаковка мелкодисперсных частиц из-за отсутствия гидратационных процессов и образования новых связующих в поровом пространстве основания.

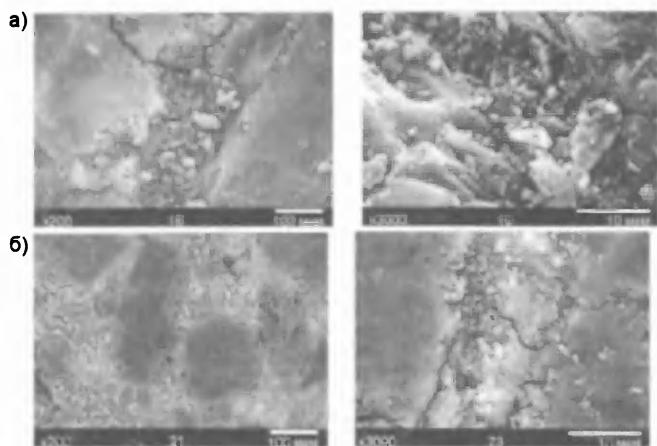


Рис. 3. Электронно-микроскопические исследования заполнения пор бетонного основания частицами гидроизоляционного материала

а - гидроизоляционный материал контрольного состава; б - гидроизоляционный материал, модифицированный  $K_2SO_4$  в сочетании с ГП Melflux 1641 F

В процессе строительства гидроизоляционной защите подвергаются не только бетонные, но и основания другой природы, например кирпичные. С этой целью была проведена обработка керамического кирпича М150 с пористостью, равной 5,7%, опреде-

Таблица 5  
Физико-механические свойства кирпича М150, обработанного гидроизоляционным материалом

№ п/п	Наименование материала	Прочность в возрасте 28 сут, МПа		Ктр=Rизг/Rсж	Водопоглощение, %	Водонепроницаемость, МПа
		на растяжение при изгибе	при сжатии			
1	Необработанный кирпич	4,3	17,6	0,24	5,7	6
2	Кирпич, обработанный контрольным гидроизоляционным материалом	4,7	19,2	0,24	5,3	6
3	Кирпич, обработанный гидроизоляционным материалом, модифицированным $K_2SO_4$	6,4	23,6	0,27	4,8	8
4	Кирпич, обработанный гидроизоляционным материалом, модифицированным $K_2SO_4$ с добавлением Melflux 1641 F	7,2	25,7	0,28	4,6	10

Электронно-микроскопические исследования (см. рис. 4) согласуются с физико-механическими исследованиями (см. табл. 5) и показывают, что уплотнение структуры кирпича осуществляется в меньшей степени, чем структуры бетона (см. рис. 3), по-видимому, за счет отсутствия дополнительных гидратационных процессов в поровом пространстве.

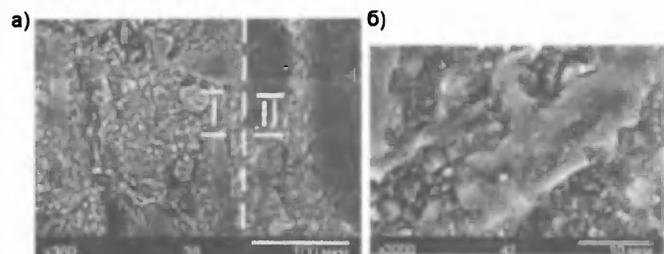


Рис.4. Электронно-микроскопические исследования заполнения пор кирпичного основания частицами гидроизоляционного материала

а - контактная зона гидроизоляции и кирпичного основания, б - заполнение пор кирпичного основания частицами гидроизоляционного материала; I - гидроизоляция

Проведенные комплексные исследования показали, что модифицированный гидроизоляционный материал проникающего действия содержит в своем составе добавки, обладающие повышенной подвижностью, обеспечивающей движение частиц в глубь порового основания. Также установлено, что добавки такого типа обладают и активирующей способностью, так как в гидратационные процессы может

## Повышение исследуемых параметров основания

№ п/п	Наименование параметра	Основание	
		бетонное	кирпичное
1	Прочность при сжатии	58%	46%
2	Прочность на растяжение при изгибе	72%	67%
3	Водонепроницаемость	На 8 ступеней	На 2 ступени
4	Водопоглощение	28 отн. %	15-19 отн. %

достаточно активно вовлекаться непрореагировавший цемент из порового пространства основания.

Гидроизоляционный материал проникающего действия наибольшую эффективность имеет при нанесении его на бетонное основание, что подтверждается сравнительными данными, полученными при обработке бетонного и кирпичного оснований, за счет собственного проникающего эффекта и активирующего воздействия на оставшийся цемент в порах основания.

*Г.В. НЕСВЕТАЕВ д-р техн. наук (Ростовский государственный строительный ун-т);  
Г.С. КАРДУМЯН канд. техн. наук (НИИЖБ им. А.А.Гвоздева)*

## О ПРОЕКТИРОВАНИИ СОСТАВА ВЫСОКОПРОЧНОГО САМОУПЛОТНЯЮЩЕГОСЯ БЕТОНА

В последнее десятилетие в строительной практике России все шире используются высокопрочные бетоны (HSC – high strength concrete), в том числе из самоуплотняющихся бетонных смесей (в дальнейшем SCC – self compacting concrete), особенно при возведении уникальных объектов [1, 2]. SCC позволяют вести бетонирование с высокой интенсивностью при минимальных трудозатратах за счет отказа от уплотнения практически любых, в том числе густоармированных, конструкций, обеспечивая высокое качество поверхности после распалубки.

На сегодняшний день характеристики SCC российскими нормативными документами не регламентированы. Так, введенный в действие с января 2012 г. новый ГОСТ 7473-2010 "Смеси бетонные. Технические условия" устанавливает марки по расплыву конуса P1-P6 с показателями от 35 до 62 см. Последние ни в какой мере не относятся к SCC, так как измерение расплыва по методике британского стандарта BS EN 12350-5:2000 (Испытание бетонной смеси – часть 5), на которую ссылается ГОСТ, предназначено для определения консистенции свежеприготовленной бетонной смеси на встряхивающем столе. В связи с вышесказанным единственным документом, который дает определение SCC, описывает их свойства и области применения, предусматривает три класса SCC по удобоукладываемости (табл. 1) и регламентирует подход к подбору состава и методику определения показателей удобоукладываемости самоуплотняющихся смесей, можно считать "Евро-

Проведенные исследования показали, что модифицированный гидроизоляционный материал способствует уплотнению поровой структуры любой природы, следствием чего является повышение водонепроницаемости на 4-16 атм в зависимости от природы основания.

Таким образом, разработанный гидроизоляционный материал проникающего действия может быть рекомендован для проведения гидроизоляционных работ на ответственных объектах строительства различного назначения.

### Библиографический список

1. Сватовская Л.Б. Фундаментальные основы свойств композиций на неорганических вяжущих. - СПб, ПГУПС, 2006.
2. Касаткина А.В. Модифицированный гидроизоляционный материал проникающего действия улучшенного качества // Журнал "Известия ПГУПС", 2012. - № 2. - С. 78-87.

пейские рекомендации по самоуплотняющемуся бетону" 2005 года, подготовленные европейской группой по реализации проекта "Самоуплотняющийся бетон" [3].

Таблица 1

#### Характеристика и области применения SCC

Классы по удобоукладываемости	Диаметр расплыва, (О.К.)*, мм	Область применения
SF 1	550 - 650 (> 265)	Неармированные или малоармированные бетонные конструкции - плиты перекрытий, трубопроводы, облицовки тоннелей, фундаменты
SF 2	660 - 750 (> 275)	Большинство обычных сооружений - колонны, стены
SF 3	760 - 850 (> 285)	Вертикальные элементы, густоармированные конструкции сложных форм, торкретирование

\* Ориентировочно

Очевидно, что увеличение объемов применения HSC, в том числе из SCC, требует разработки национальных нормативных документов и, в частности, развития метода расчета их состава. Последний вопрос является предметом настоящей статьи, поскольку общепринятого способа проектирования состава SCC не существует, а посвященные этому вопросу работы [4-8] акцентируют внимание в основном либо на показателях прочности, либо на подвижности или содержат достаточно сложный математический ап-

парат. В некоторых способах проектирования состава имеющиеся компоненты стремятся подогнать под оптимальные размеры частиц. Другой подход основан на оценке и оптимизации течения и стабильности сначала цементного теста, а затем растворной составляющей и, наконец, собственно SCC. Информация по подбору состава и методам оценки свойств SCC содержится в Рекомендациях EFNARC по самоуплотняющемуся бетону [9], а также в [10-14].

В [15] рассматривается методика расчета состава SCC, использующая метод абсолютных объемов при некоторых соотношениях, полученных в результате анализа обширных статистических данных. Эта методика предполагает решение системы 5 уравнений с 5 неизвестными, что не очень подходит для практического применения. К тому же принятые диапазоны соотношений цемент/наполнитель, песок/цемент и другие достаточно широки, что требует принятия "волевого" решения, требующего определенного опыта, т.е. метод расчета требует развития и совершенствования. Согласно [16], при превышении концентрации заполнителя в растворной составляющей сверх некоторого предела отмечается резкое падение текучести смеси независимо от вида цемента и суперпластификатора. Этот факт может быть положен в основу рациональной организации макроструктуры самоуплотняющегося бетона, основные положения которой приведены далее.

Проектирование макроструктуры самоуплотняющегося бетона целесообразно производить исходя из представленных ниже положений. На первом этапе подбираются совместимые цементы, добавки и наполнители [15]. Далее определяется величина  $B/C$  из уравнения по условию получения требуемой прочности бетона:

$$R = k_{SF} k_{R.SP} \frac{a R_C}{(B/C) X} \quad (1)$$

где  $k_{SF}$  - коэффициент, учитывающий влияние минерального наполнителя (например, микрокремнезем, метакаолин  $k_{SF} = 1,15-1,25$ ) на предел прочности бетона; при отсутствии наполнителя принимается равным 1;  $k_{R.SP}$  - коэффициент, учитывающий влияние суперпластификатора на гидратационную активность цемента и, следовательно, предел прочности бетона. Определяется экспериментально для конкретной пары "цемент - заполнитель"; ориентировочные значения от 0,85 до 1,05;  $a$  - коэффициент, учитывающий влияние свойств заполнителей на предел прочности бетона (0,31-0,36);  $R_C$  - активность цемента, МПа, при использовании цемента по ГОСТ 31108 (определении активности по ГОСТ 30744) принимается с коэффициентом 1,175;  $x = 1,39$ .

Далее определяются параметры макроструктуры бетона. Для обеспечения высокой текучести растворной составляющей объемная концентрация цементного теста должна составлять не менее 0,57 объема растворной составляющей, т.е. должно выполняться условие:

$$C/\rho_C + B/C > 0,57(C/\rho_C + \Pi/\rho_{\Pi} + B) \quad (2)$$

или

$$\begin{aligned} & \Pi(1/\rho_C + B/C - nW_{\Pi}) > \\ & > 0,57C(1/\rho_C + n\rho_{\Pi} + B/C) \end{aligned} \quad (3)$$

где  $n = \Pi/C$ ;  $W_{\Pi}$  - водопотребность песка;  $C, B, \Pi$  - соответственно расходы цемента, воды, песка;  $B/C$  - вода, участвующая в образовании цементного теста;  $\rho_C, \rho_{\Pi}$  - истинная плотность цемента и песка, соответственно.

Из формулы (3) может быть определена предельная величина  $n$ , превышение которой резко снижает текучесть растворной смеси:

$$n < \frac{0,43(1/\rho_C + B/C)}{0,57/\rho_{\Pi} + W_{\Pi}} \quad (4)$$

В табл. 2 представлены расчетные значения  $n$  при  $\rho_C = 3,15$  и  $\rho_{\Pi} = 2,65$ .

Таблица 2  
Расчетные значения предельной величины  $n$  для текучих смесей

$B/C$	Величина $n$ при	
	$W_{\Pi} = 0,04$	$W_{\Pi} = 0,07$
0,29	1,02	0,916
0,32	1,07	0,961
0,35	1,125	1,007
0,38	1,175	1,05
0,41	1,226	1,1
0,44	1,277	1,14

Из полученных данных следует, что величина  $n$  практически линейно зависит от  $B/C$ :

$$n = a(B/C) + b \quad (5)$$

где

$a = 1,6857$  и  $1,5083$  для  $W_{\Pi} = 0,04$  и  $0,07$ , соответственно;  $b = 0,5351$  и  $0,4788$  для  $W_{\Pi} = 0,04$  и  $0,07$ , соответственно.

Используем для определения макроструктуры бетона то же условие обеспечения текучести: объемная концентрация растворной составляющей не может быть меньше 0,57 объема бетонной смеси. Тогда для объема  $1 \text{ м}^3$ :

$$C/\rho_C + B - mC/W_{\Pi} + m(C/\rho_{\Pi}) > 0,57 \quad (6)$$

или

$$\begin{aligned} & C[1/\rho_C + B/C - mW_{\Pi} + \\ & + 1/(\rho_{\Pi}(a(B/C) + b))] > 0,57 \end{aligned} \quad (7)$$

где  $m = \Pi/C$ ;  $\Pi$  - расход крупного заполнителя;  $W_{\Pi}$  - водопотребность крупного заполнителя.

Уравнение (7) включает два неизвестных -  $\Pi$  и  $m$ . Для получения строгого решения введем еще одно уравнение, представляющее зависимость расчетной средней плотности бетона:

$$\begin{aligned}
 & \Pi + B \cdot n\Pi + m\Pi = \\
 & - \Pi(1 + B\Pi + a(B\Pi) + b + m) - \rho_{БС}. \quad (8)
 \end{aligned}$$

Значение средней плотности на первом этапе может приниматься  $\rho_{БС} = 2380 \text{ кг/м}^3$  и при использовании материалов, отличающихся по показателям плотности от среднестатистических, может уточняться. Решение системы уравнений (7) и (8) позволит определить минимальный расход цемента  $\Pi$  для получения самоуплотняющейся бетонной смеси, причем под  $\Pi$  в данном случае понимается смесь цемента и наполнителя. Пример решения системы уравнений и составов представлен в табл. 3.

Таблица 3

Расчетные по (7), (8) параметры макроструктуры самоуплотняющейся бетонной смеси

Компоненты	В:Ц	
	0,32	0,38
$n$	1,075	1,176
$m$	1,8	2,1
$\Pi$	566	515
$B$	181	196
$\Pi$	609	606
$\Sigma$	1019	1081
$\rho_{БС}$	2375	2398

Полученные в результате решения вышеуказанных уравнений параметры  $n$ ,  $m$  являются "граничными", соответствующими границе области рациональной макроструктуры, при этом в фактическом составе величины  $n$  и  $m$  не должны быть больше "граничной".

Для подтверждения расчетов проанализированы 25 составов бетонов с маркой по удобоукладываемости смесей SF1 и SF2 (14 – по данным лаборатории №16 НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, 11 – по данным отдела "Бетон" ООО "Sika" г. Москва) с расходом цемента от 350 до 490  $\text{кг/м}^3$ , пределом прочности на сжатие от 37,5 до 100 МПа, диаметром расплыва бетонной смеси от 51 до 74 см.

Составы характеризуются фактическими значениями  $n$  от 1,0 до 2,05 и  $m$  от 1,38 до 2,24, при "граничном" значении  $n$  от 0,93 до 1,25. Причем, как будет показано далее, наиболее рациональные по удельным показателям составы характеризуются значениями  $n$  от 1,1 до 1,2. В качестве критериев рациональности состава бетона приняты удельные показатели (рис.1):

- $\Pi/R$  – удельный расход цемента  $\Pi$  на 1 МПа предела прочности бетона на сжатие  $R$  в возрасте 28 сут;
- $B/D$  – удельный расход воды  $B$  на 1 см диаметра  $D$  расплыва бетонной смеси.

Из представленных данных заметна тенденция к улучшению удельных показателей при стремлении  $n$  к "граничному" значению. Из анализа фактических данных лучшие результаты по удельным показателям получены при  $n_{\phi}/n_{Г} = 1,19...1,29$  ( $\phi$  – фактическое значение,  $Г$  – "граничное" значение), что до накопления экспериментальных данных можно при-

нять в качестве практических рекомендаций. Иначе говоря, значение  $n$ , полученное при решении вышеприведенных уравнений, рекомендуется принимать с коэффициентом 1,25.

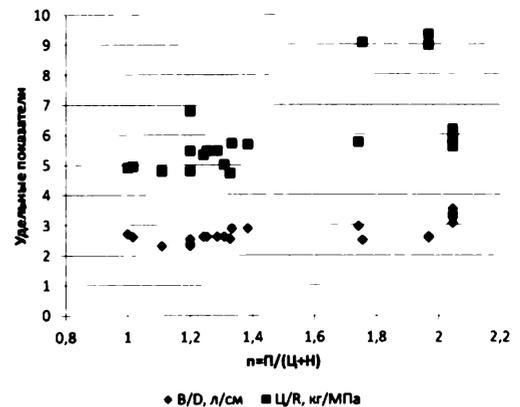


Рис. 1. Изменение показателей  $\Pi/R$  и  $B/D$  в зависимости от величины  $n$

Закономерность изменения удельных показателей от величины  $m$  (рис.2) свидетельствует о целесообразности снижения этой величины. Такая тенденция закономерна, поскольку с уменьшением  $m$  фиксируется четкая тенденция к снижению удельного расхода воды, что позволяет получать смесь требуемой подвижности при меньшем водосодержании, что при неизменном расходе цемента, естественно, вызывает повышение прочности.

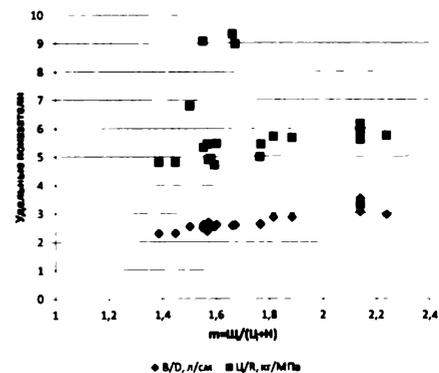


Рис. 2. Изменение показателей  $\Pi/R$  и  $B/D$  в зависимости от величины  $m$

Из анализа фактических данных лучшие результаты по удельным показателям получены при  $m_{\phi}/m_{Г} = 1,02...1,06$  ( $m_{\phi} = 1,35-2,24$ ), что до накопления экспериментальных данных можно принять в качестве практических рекомендаций, т.е. значение  $m$ , полученное при решении вышеприведенных уравнений, рекомендуется принимать с коэффициентом 1,05. Уточнение расчетного состава следует производить итерационным методом.

Для практического применения можно использовать методику, изложенную далее. При первом шаге определяется ориентировочно расход воды

$$B = (2,7...2,8)D. \quad (9)$$

Количество суперпластификатора определяют, например, по методике [15].

По формуле (1) находят  $B/C$ .

Далее рассчитывают расход цемента

$$C = B/C \cdot C, \quad (10)$$

наполнителя

$$H = (0,15 \dots 0,25)C, \text{ при условии } C+H < 650, \quad (11)$$

песка

$$P = 1,25(a(B/C) + b)(C + H), \quad (12)$$

где  $a$  и  $b$  - то же, что в формуле (5).

щебня

$$Щ = 1,05(5(B/C) + 0,2)(C + H). \quad (13)$$

Наконец, выполняют оптимизацию, либо сразу приступают к лабораторным подборам. Вычисления по формулам (9-13) не составляют труда.

Таким образом, на основе исследования влияния макроструктуры бетона на текучесть смеси и роли суперпластификатора и наполнителей в формировании прочности в результате упрощения системы уравнений метода абсолютных объемов предложен достаточно простой для применения в инженерной практике метод расчета состава самоуплотняющегося, в том числе высокопрочного, бетона.

### Библиографический список

1. Каприелов С.С., Шейнфельд А.В., Кардумян Г.С. Новые модифицированные бетоны. М.: "Типография "Парадиз", 2010. - 258 с.
2. Каприелов С.С., Кардумян Г.С. Новые модифицированные бетоны в современных сооружениях. // Бетон и железобетон (Оборудование, материалы, технологии). - 2011. - Выпуск № 1. - С.78-81.

3. The European Guidelines for Self-Compacting Concrete. Specification, Production and Use. BIBM, CEMBUREAU, ERMCO, EFCA, EFNARC. - May 2005. - 63 p.

4. Калашников В.И. Расчет составов высокопрочных бетонов // Строительные материалы. - 2008. - № 10. - С. 2-4.

5. Калашников В.И. Расчет состава высокопрочных самоуплотняющихся бетонов // Современные проблемы строительного материаловедения и технологии. - Воронеж: ВГАСУ, 2008. - С. 184-188.

6. Рыскин М.Н. К вопросу подбора состава высокопрочного бетона // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров республики Беларусь. - Брест: БГТУ, 2001. - С. 341-346.

7. Астафьев Я.В. Особенности подбора композиций самоуплотняющихся смесей на основе напрягающего цемента // Строительная наука и техника. Научно-технический журнал. - 2005. - № 3 - С.10-15.

8. Батудаева А.В., Кардумян Г.С., Каприелов С.С. Высокопрочные модифицированные бетоны из самовыравнивающихся смесей // Бетон и железобетон. - 2005. - № 4. - С. 14-18.

9. Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete. EFNARC. - February 2002.

10. Okamura H., Ozawa K. Self-compactable high performance concrete. International Workshop on High Performance Concrete. American Concrete Institute, Detroit. - 1994. - Pp. 31-44.

11. Nawa T., Izumi T., Edamatsu Y. State of the art report on materials and design of self-compacting concrete. Proceedings of International Workshop on Self-compacting Concrete. - August 1998; Kochi University of Technology, Japan. - Pp.160-190.

12. Domone P., Chai H., Jin J. Optimum mix proportioning of self-compacting concrete. Proceedings of International Conference on Innovation in Concrete Structures: Design and Construction. Dandi, September 1999. Thomas Telford; London. - Pp. 277-285.

13. Su N., Hsu K.-C., Chai H.-W. A. Simple mix design method for self-compacting concrete. / Cement and Concrete Research. - 2001. - № 31. - Pp. 1799-1807.

14. Billberg P. Mix design model for SCC (the blocking criteria). Proceedings of the First North American Conference on the design and use of SCC, Chicago, 2002.

15. Несветаев Г.В., Давидюк А.Н. Самоуплотняющиеся бетоны: прочность и проектирование состава // Строительные материалы. - 2009. - № 5. - С. 26-30.

16. Несветаев Г.В., Давидюк А.Н., Хетагуров Б.А. Самоуплотняющиеся бетоны: некоторые факторы, определяющие текучесть смеси // Строительные материалы. - 2009. - № 3. - С. 30-33.

---

## КОНСТРУКЦИИ

---

Ю.В. ЖИЛЬЦОВ, инж. (ФГБОУВПО "Самарский государственный архитектурно-строительный ун-т")

### РАБОТА НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ЖЕСТКИМ ПОПЕРЕЧНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Для обеспечения прочности изгибаемых элементов при действии больших поперечных сил требуется установка значительного количества поперечной арматуры (хомутов). В этом случае одним из возможных вариантов армирования может быть замена хомутов (дискретного армирования) – стальными пластинами (жесткое поперечное армирование).

Работа наклонных сечений железобетонных элементов при использовании стальных пластин в качестве поперечной арматуры практически не исследо-

валась. Некоторую аналогию можно провести с работой железобетонных конструкций, армированных жесткой арматурой (прокатными профилями). Однако эти исследования проводились достаточно давно и полная аналогия двух случаев некорректна.

С целью изучения напряженного состояния стальных пластин в зоне поперечного изгиба и их влияния на работу изгибаемых железобетонных элементов проведены экспериментальные исследования на опытных образцах. Последние представляли

## Маркировка и армирование образцов

№ серии	Маркировка образца	Пролет среза $c$	Продольное армирование, мм <sup>2</sup>		Поперечное армирование
			$A_s$	$A'_s$	
I	Б1-Ст Б2-Ст	$2,2h_0$	2Ø25 A500 1Ø28 A500	3Ø20 A500	Стержень 2Ø8 A240 шаг 60 мм
	Б1-Вс Б2-Вс	$2,2h_0$	2Ø25 A500 1Ø28 A500	3Ø20 A500	Стальная пластина $\delta = 1,93$ мм
	Б1-Бп	$2,2h_0$	2Ø25 A500 1Ø28 A500	3Ø20 A500	Без поперечного армирования
	Б2-Бп	$2,2h_0$	3Ø22 A500	2Ø6 A240	Без поперечного армирования
II	Б3-Ст	$1,6h_0$	2Ø25 A500 1Ø28 A500	3Ø20 A500	Стержень 2Ø8 A240 шаг 60 мм
	Б3-Вс	$1,6h_0$	2Ø25 A500 1Ø28 A500	3Ø20 A500	Стальная пластина $\delta = 1,93$ мм
	Б3-Бп	$1,6h_0$	2Ø25 A500 1Ø28 A500	3Ø20 A500	Без поперечного армирования

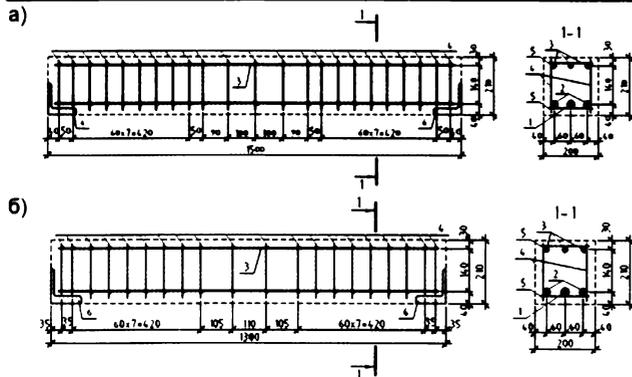


Рис. 1. Схема армирования опытных образцов Б1-Ст, Б2-Ст (а) и Б3-Ст (б)

1 - Ø28 A500; 2 - Ø25 A500; 3 - Ø20 A500; 4, 5 - Ø8 A240; 6 - закладная деталь

собой балки прямоугольного поперечного сечения шириной  $b = 200$  мм, высотой  $h = 210$  мм (рабочая высота  $h_0 = 170$  мм) и длиной  $\ell = 1500$  мм и  $\ell = 1300$  мм. Испытаны две серии образцов с различной длиной зоны среза. Каждая серия состояла из трех типов образцов, отличающихся поперечным армированием. Первый тип образцов имел поперечное армирование в виде хомутов (рис. 1), второй тип – в виде пластины, приваренной к продольной арматуре (рис. 2), третий тип не имел поперечного армирования (рис. 3). Продольное армирование образцов было подобрано таким образом, чтобы разрушение происходило по наклонному сечению от действия поперечной силы. В табл. 1 приведена маркировка балок и данные об армировании образцов.

Поперечное армирование было подобрано таким образом, что для балок с хомутами значение  $q_{sw} = 404$  Н/мм и для балок с пластинами  $q_{sw} = 405,3$  Н/мм. Образцы без поперечного армиро-

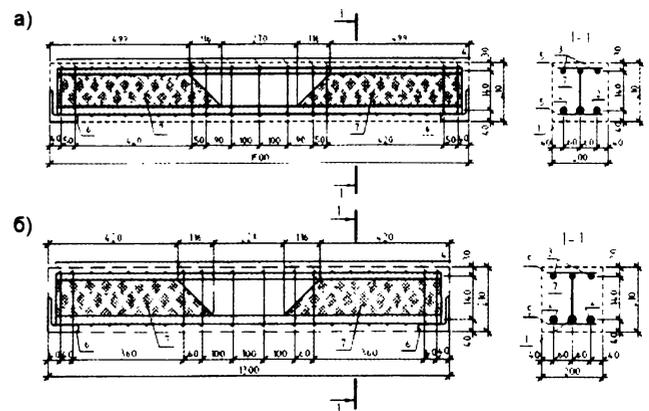


Рис. 2. Схема армирования опытных образцов Б1-Вс, Б2-Вс (а) и Б3-Вс (б)

1 - Ø28 A500; 2 - Ø25 A500; 3 - Ø20 A500; 4, 5 - Ø8 A240; 6 - закладная деталь; 7 - лист  $\delta = 1,93$  мм

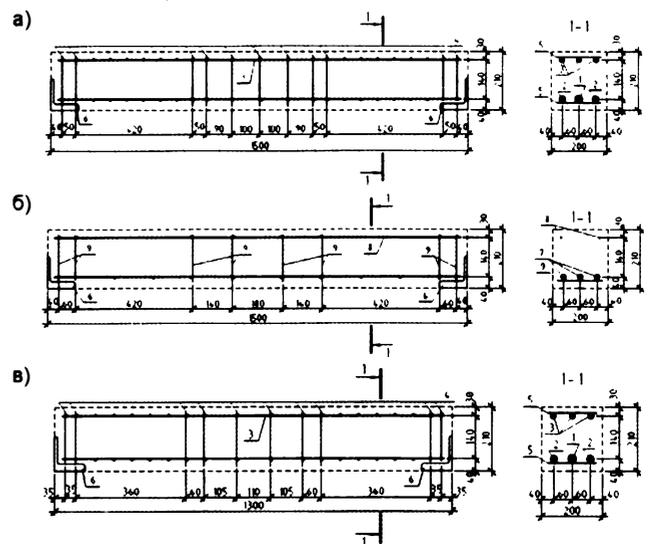


Рис. 3. Схема армирования опытных образцов Б1-Бп (а), Б2-Бп (б), Б3-Бп (в)

1 - Ø28 A500; 2 - Ø25 A500; 3 - Ø20 A500; 4, 5 - Ø8 A240; 6 - закладная деталь; 7 - Ø22 A500; 8, 9 - Ø6 A240

вания изготавливались для оценки влияния на несущую способность поперечного армирования и нагельного эффекта продольной арматуры в наклонном сечении. При изготовлении образцов одновременно из одного замеса бетона производилось бетонирование кубов и призм.

До изготовления каркасов определялись прочностные характеристики арматуры и стального листа. Характеристики материалов армирования приведены в табл. 2.

С целью измерения деформаций продольной арматуры в зоне чистого изгиба на арматурные стержни наклеивались тензодатчики с базой 20 мм. В зоне поперечного изгиба на хомуты наклеивались тензодатчики с базой 10 мм на расстоянии  $h/2$  от верхней грани образца, на поперечное армирование из стального листа наклеивались тензодатчики с базой 5 мм в виде розеток в три ряда по высоте листа, с шагом равным шагу хомутов. Тензодатчики с базой 50 мм наклеивались на бетон, схема расположения тензодатчиков приведена на рис. 4.

## Прочностные характеристики армирования образцов

Вид армирования	Армирование						
	Продольное					Поперечное	
$\sigma_T$ , МПа	240	500	500	500	500	240	210
$\sigma_B$ , МПа	395	680	680	680	680	440	340
$E_s \times 10^3$ , МПа	210	200	200	200	200	210	210

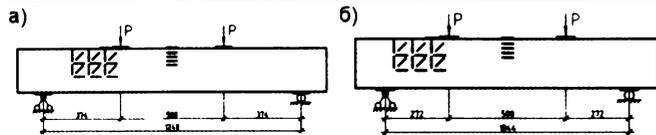
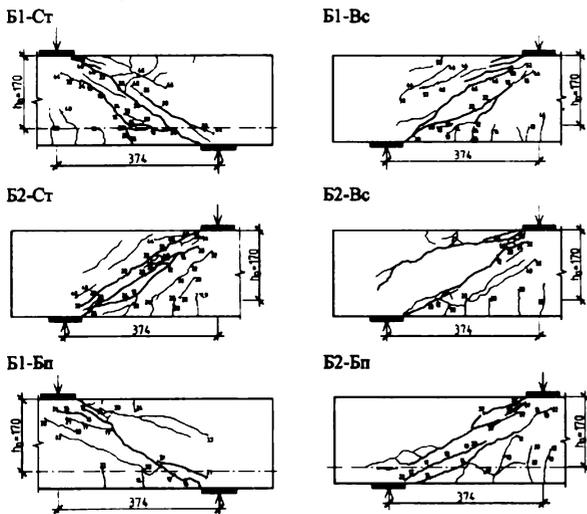


Рис. 4. Схема испытания опытных образцов

а - Б1-Ст, Б1-Вс, Б1-Бп, Б2-Ст, Б2-Вс, Б2-Бп - I серия; б - Б3-Ст, Б3-Вс, Б3-Бп - II серия

Рис. 5. Схема развития трещин в наклонном сечении балок с пролетом среза  $2,2h_0$  (этапы нагружения указаны в тоннах)

— трещины, образовавшиеся при загрузении;  
— трещины разрушения

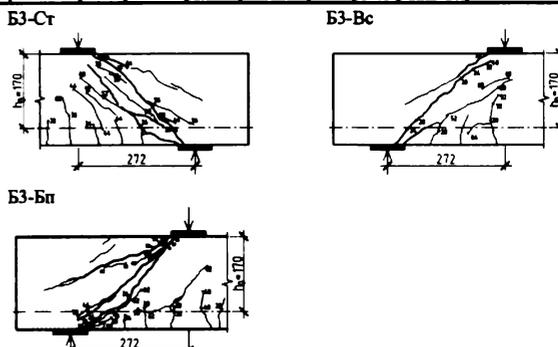
Схема испытания образцов – шарнирно опертая однопролетная балка, загружаемая двумя сосредоточенными силами, пролёт балок составлял  $L_0 = 1248$  мм и  $L_0 = 1044$  мм (см. рис. 4). Зона чистого изгиба во всех образцах была принята равной 500 мм.

Для измерения прогибов на балку в середине пролета и под силой устанавливались два прогибомера Аистова ПАО-6. Образцы испытывались на прессе Пр-500, с приложением нагрузки ступенями. Каждая ступень нагружения принималась равной 0,1-0,05 от планируемой разрушающей нагрузки. Время выдержки образца под нагрузкой на каждой ступени составляло 10 мин. На каждой ступени приложения нагрузки фиксировались показания тензодатчиков, прогибы образцов и зарисовывались трещины.

Все испытанные образцы разрушились по наклонному сечению от действия поперечной силы. Испытания стандартных кубов и призм для определения прочностных характеристик бетона производились после испытания серии образцов. Фактические геометрические характеристики образцов, прочност-

## Характеристики образцов и разрушающая нагрузка

Серия	Балка	$c/h_0$	$R_b$ , МПа	$R_{bt}$ , МПа	$E \cdot 10^3$ , МПа	b, мм	$h_0$ , мм	$N_{разр}$ , кН	Поперечное армирование
I	Б1-Ст	2,2	25,20	2,45	27,06	198	170	530	Стержень
	Б1-Вс	2,2	25,20	2,45	27,06	199	170	580	Стальная пластина
	Б1-Бп	2,2	25,20	2,45	27,06	199	170	340	Без поперечного армирования
	Б2-Ст	2,2	32,60	2,69	35,00	199	170	560	Стержень
	Б2-Вс	2,2	32,60	2,69	35,00	199	170	578	Стальная пластина
	Б2-Бп	2,2	32,20	2,75	34,57	197	170	378	Без поперечного армирования
II	Б3-Ст	1,6	32,06	2,72	34,42	199	170	739	Стержень
	Б3-Вс	1,6	32,06	2,72	34,42	197	170	761	Стальная пластина
	Б3-Бп	1,6	32,06	2,72	34,42	199	170	620	Без поперечного армирования

Рис. 6. Схема развития трещин в наклонном сечении балок с пролетом среза  $1,6h_0$  (этапы нагружения указаны в тоннах)

— трещины, образовавшиеся при загрузении;  
— трещины разрушения

ные характеристики бетона и разрушающая нагрузка приведены в табл. 3.

Схемы трещин в приопорной зоне всех образцов, включая трещины разрушения, приведены на рис. 5 и рис. 6. Наклонные трещины в зоне поперечного изгиба образовывались в средней части по высоте сечения от действия главных растягивающих напряжений.

В образцах I серии с поперечным армированием первые наклонные трещины образовывались при нагрузке  $0,21 \div 0,22 N_{разр}$ . Угол наклона трещин составлял  $35 \div 40^\circ$ . Наклонные трещины образовывались в средней части по высоте балки и при дальнейшем увеличении нагрузки развивались к опоре и к месту приложения силы. Нормальные трещины в образцах с поперечным армированием образовывались при нагрузке  $0,21 \div 0,24 N_{разр}$ .

На момент достижения текучести хомутов в образцах Б1-Ст и Б2-Ст при нагрузке  $0,64 N_{разр}$  образовывались вторые наклонные трещины, расположенные выше и ниже первоначальной, ширина раскрытия первой наклонной трещины составляла 0,35 мм.

Поперечное армирование из стального листа в образцах Б1-Вс и Б2-Вс достигало текучести при нагрузке  $0,47N_{разр}$  от действия главных растягивающих напряжений. Угол наклона площадки главных растягивающих напряжений составлял  $36\div 37^\circ$ . Вертикально наклеенные тензодатчики на стальном листе показывали  $100\times 10^{-5}$  ЕОД, ширина раскрытия наклонной трещины 0,22 мм. При нагрузке  $0,8N_{разр}$  образовывались вторые наклонные трещины выше и ниже первоначальной, ширина раскрытия наклонной трещины составляла 0,5 мм.

Разрушение образцов I серии с поперечным армированием происходило по первоначально образовавшейся наклонной трещине. Перед разрушением в образцах образовывалось большое количество мелких трещин с длиной до 7 см и шириной раскрытия до 0,1 мм, а ширина раскрытия трещины, по которой происходило разрушение, составляла  $1,2\div 1,4$  мм.

В образце Б1-Бп без поперечного армирования первая наклонная трещина образовывалась при нагрузке  $0,35N_{разр}$  с углом наклона  $36^\circ$ . Наклонная трещина образовывалась в средней части по высоте балки, и её длина была больше по сравнению с образцами с поперечным армированием. При дальнейшем увеличении нагрузки трещины развивались к месту приложения силы и опоре. Перед разрушением образовывалось еще несколько наклонных трещин, ширина раскрытия первой наклонной трещины составляла 1,4 мм.

В образце Б2-Бп образование первой наклонной трещины произошло при нагрузке  $0,32N_{разр}$ . Наклонная трещина образовалась от нижней грани балки с дальнейшим ростом к точке приложения силы с увеличением нагрузки. Угол наклона первой трещины составил  $33^\circ$ . Перед разрушением образовалась новая наклонная трещина над первой, разрушение произошло хрупко со срезом бетона над наклонной трещиной, ширина раскрытия наклонной трещины перед разрушением составляла 1,4 мм.

В образцах II серии с поперечным армированием первые наклонные трещины образовывались при нагрузке  $0,20\div 0,22 N_{разр}$ . Угол наклона трещин составлял  $39\div 43^\circ$ . Наклонные трещины образовывались в средней части по высоте балки и при дальнейшем увеличении нагрузки развивались к опоре и к месту приложения силы. На момент достижения текучести поперечного армирования при нагрузке  $0,68\div 0,75 N_{разр}$  образовывались вторые наклонные трещины, расположенные выше и ниже первоначальной, ширина раскрытия первой наклонной трещины достигала 0,4 мм. Разрушение образцов происходило по первоначально образовавшейся наклонной трещине. Перед разрушением в образцах образовывалось большое количество мелких трещин длиной до 5 см и шириной раскрытия до 0,1 мм, а ширина раскрытия трещины, по которой происходило разрушение, достигала 1,2 мм.

В образце Б3-Бп без поперечного армирования первые наклонные и нормальные трещины образовывались при нагрузке  $0,23N_{разр}$ . Наклонные трещины образовывались под углом  $42\div 43^\circ$ , в средней части по высоте балки и при дальнейшем увеличении нагрузки развивались к опоре и к месту приложения силы. При нагрузке  $0,67N_{разр}$  образовывались вторые наклонные трещины, ширина раскрытия первой наклонной трещины составляет 0,45 мм. Разрушение происходило по наклонному сечению от среза бетона над наклонной трещиной у точки приложения силы, ширина раскрытия наклонных трещин перед разрушением составляла 1,4 мм.

Анализ показаний тензодатчиков в образцах I серии, наклеенных на поперечное армирование, показывает, что хомуты в образцах Б1-Ст и Б2-Ст текут при нагрузке равной  $0,64N_{разр}$ , а стальной лист в образцах Б1-Вс и Б2-Вс течет от действия главных растягивающих напряжений при нагрузке  $0,48N_{разр}$ , но при этом вертикальные тензодатчики на листе показывают  $110\div 120\times 10^{-5}$  ЕОД. При нагрузке равной  $0,64N_{разр}$  вертикальные тензодатчики на листе показывали  $200\times 10^{-5}$  ЕОД. Угол наклона главной площадки растяжения до достижения листом текучести в уровне середины сечения составлял  $38\text{--}40^\circ$ , после наступления текучести он уменьшился до  $35\text{--}36^\circ$ . Деформации на сжатой грани бетона для образцов с поперечным армированием, в середине пролета перед разрушением составляли  $220\div 240\times 10^{-5}$  ЕОД.

Анализ показаний тензодатчиков в образцах II серии, наклеенных на поперечное армирование, показывает, что хомуты текут при нагрузке  $0,76N_{разр}$ , а стальной лист течет при нагрузке  $0,5N_{разр}$  от действия главных растягивающих напряжений, вертикальные тензодатчики при этом показывают  $140\times 10^{-5}$  ЕОД. При нагрузке  $0,66N_{разр}$  вертикальные тензодатчики на листе показывали  $200\times 10^{-5}$  ЕОД. Угол наклона главной площадки до достижения листом текучести в середине сечения составлял  $35^\circ$ , после наступления текучести уменьшился до  $32^\circ$ . Деформации на сжатой грани бетона в середине пролета перед разрушением составляли  $200\div 220\times 10^{-5}$  ЕОД.

Графики прогибов образцов в середине пролета в зависимости от нагрузки приведены на рис. 7. Из графиков видно что наибольшие прогибы имеют образцы без поперечной арматуры, а наименьшие прогибы – образцы, имеющие поперечное армирование в виде стального листа.

Кроме того, анализ графиков прогибов образцов от нагрузки показывает, что на жесткости образцов сказываются прочностные характеристики бетона, наличие или отсутствие поперечного армирования и его вид. Образцы с поперечным армированием в виде стального листа, по сравнению с образцами с поперечным армированием хомутами, имеют большую жесткость за счет восприятия стальным листом ка-

сательных напряжений, возникающих в продольном направлении в зоне поперечного изгиба.

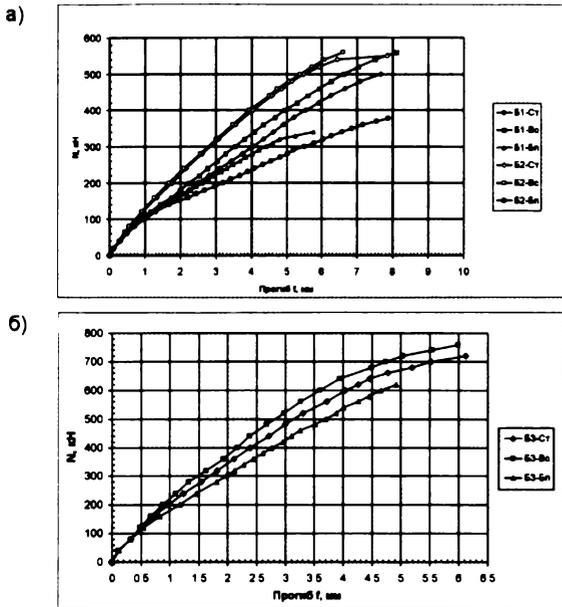


Рис. 7. Прогибы опытных образцов

а - I серия; б - II серия

Опытные величины разрушающих нагрузок сравнивались с теоретическими значениями, полученными по различным методикам расчета [1, 2, 3]. Результаты сопоставления опытных и расчетных значений приведены в табл. 4.

Таблица 4  
Сопоставление опытных и расчетных значений прочности наклонных сечений

Марка образца	$c_{Факт}$ , мм	$Q_p^*$ , кН	$Q_p^*$ , кН [1]	$Q_p^*/Q_p^*$ [1]	$Q_p^*$ , кН [2]	$Q_p^*/Q_p^*$ [2]	$Q_p^*$ , кН [3]	$Q_p^*/Q_p^*$ [3]
Б1-Ст	294	265	201,8	1,31	—	—	168,9	1,57
Б1-Вс	294	290	202,73	1,43	139,62	2,08	169,52	1,71
Б1-Бп	294	170	71,89	2,36	—	—	71,89	2,36
Б2-Ст	294	280	216,51	1,29	—	—	172,93	1,62
Б2-Вс	294	289	216,69	1,33	147,74	1,96	173,37	1,67
Б2-Бп	294	189	79,88	2,37	—	—	79,88	2,37
Б3-Ст	192	369,5	240,52	1,54	—	—	180,39	2,05
Б3-Вс	192	380,5	239,13	1,59	147,83	2,58	179,34	2,12
Б3-Бп	192	310	122,21	2,54	—	—	122,21	2,54

Результаты сопоставления опытных и расчетных значений показывают, что методики расчета имеют запас по несущей способности наклонных сечений на 30% [1], на 100% [2] и на 60% [3]. Методики расчета [1, 2, 3] недооценивают прочность наклонного сечения изгибаемых элементов с высоким процентом армирования сечения. Следует отметить, что методики расчета, приведенные в [1, 3], не предусматривают расчета сечений с поперечным армированием стальным листом, и расчет имеет оценочный характер.

Сравнение доли поперечной силы, воспринимаемой поперечным армированием в наклонном сечении, приведено в табл. 5. Доля поперечной силы, воспринимаемой поперечным армированием, най-

дена как разность разрушающей нагрузки образцов с поперечным и без поперечного армирования.

Таблица 5  
Сравнение доли поперечной силы, воспринимаемой поперечным армированием

Марка образца	$c_{Факт}$ , мм	$Q_p^*$ , кН	$Q_{Вс}^* - Q_{Ст}^*$	$Q_p^*$ без поперечного армирования, кН	$Q_p^* - Q_{д.н.}^*$ , кН	$(Q_{Вс}^* - Q_{Б}^*) / (Q_{Ст}^* - Q_{Б}^*)$
Б1-Ст	294	265,0	1,094	170	95	1,26
Б1-Вс	294	290,0			120	
Б2-Ст	294	280,0	1,032	189	91	1,10
Б2-Вс	294	289,0			100	
Б3-Ст	192	369,5	1,03	310	59,5	1,18
Б3-Вс	192	380,5			70,5	

Сопоставление опытных значений несущей способности показывает, что поперечное армирование стальным листом повышает прочность наклонных сечений, по сравнению с армированием хомутами, от 3 до 9%. Сопоставление доли поперечной силы, воспринимаемой поперечным армированием, показывает, что стальной лист воспринимает на 10-25% большее усилие, по сравнению с хомутами, при одинаковых значениях  $q_{sw}$ .

Анализ результатов показаний розеток тензодатчиков на стальной пластине показывает, что пластина начинает воспринимать поперечное усилие до образования наклонной трещины. После образования наклонной трещины происходит перераспределение растягивающих усилий с бетона на стальной лист. Пластина находится в плосконапряженном состоянии, при этом угол наклона главной растягивающей площадки составлял  $28 \div 48^\circ$  относительно продольного армирования.

Стальная пластина на всех этапах нагружения образцов работает совместно с бетоном, и ее отслоения от поверхности бетона не наблюдается, что также отмечено в работе [4]. При разрушении не происходит раскалывания бетона стальной пластиной, приваренной к продольной арматуре.

Наиболее интенсивно поперечное армирование течет на участке образования первой наклонной трещины. Перед разрушением стальная пластина претерпевает значительные пластические деформации, о чем свидетельствуют показания тензодатчиков, и большое остаточное раскрытие наклонных трещин после снятия нагрузки.

Жесткость образцов с поперечным армированием в виде стального листа повышается вследствие восприятия сдвигающего усилия стальным листом в наклонном сечении.

Выявленные особенности работы стальных пластин в качестве поперечного армирования показывают, что существующие методики расчета прочности наклонных сечений не учитывают в полной мере специфику работы такого вида армирования. Предложения по расчету прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов с жест-

ким поперечным армированием разрабатываются с использованием результатов работы [5] и выполненных экспериментальных исследований.

### Библиографический список

1. **СНИП 2.03.01 - 84\***. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования [Текст]. - М.: Стройиздат, 1991. - С. 130-132.  
2. **Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой** [Текст]. - М.: Стройиздат, 1978. - 55 с.

3. **Пособие к СП 52-101-2003**. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. М., 2005. - 217 с.  
4. **Васильев А.П.** Прочность наклонных сечений изгибаемых элементов с жесткой арматурой [Текст] / А.П. Васильев, Н.И. Картин, Э.Е. Сигалов, А.В. Глаголев // Бетон и железобетон. - 1979. - № 7. - С. 25-26. - Библиогр.: с. 26.  
5. **Жильцов Ю.В.** Новый подход в расчете железобетонных балок армированных жесткими вставками на действие поперечной силы [Текст]. /Строительный вестник Российской инженерной академии. Выпуск 11/ - М.: 2010. - С.157-159. - 339 с.

## ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

*РАХИМБАЕВ Ш.М., д-р техн. наук, проф. (БГТУ им. В.Г. Шухова, г. Белгород)*

### КИНЕТИКА ПРОЦЕССОВ КОЛЬМАТАЦИИ ПРИ ХИМИЧЕСКОЙ КОРРОЗИИ ЦЕМЕНТНЫХ СИСТЕМ

В предыдущих публикациях автора и его сотрудников [1-4] было показано, что кинетика процессов химической коррозии цементных систем может быть описана уравнениями, основанными на теории переноса [5]. Данная работа посвящена более детальному анализу уравнений кинетики коррозии цементных систем.

Изложенное выше можно отнести к физико-химической модели концепции кольматации. В качестве математической модели кинетики коррозии можно использовать уравнения, основанные на теории переноса, адаптированные применительно к кинетике коррозии [1].

$$\frac{\tau}{y} = \left( \frac{\tau}{y} \right)_0 + k_1 y, \quad (1)$$

$$\frac{\tau}{y} = \left( \frac{\tau}{y} \right)_0 + k_2 \tau, \quad (2)$$

где  $\tau$  - продолжительность процесса коррозии, сут.;  $y$  - критерий степени коррозии (снижение механической прочности,  $\Delta\sigma$ , МПа;  $\Delta m$  - потеря массы, кг; накопление продукта коррозии, %; глубина проникновения агрессивного агента в изделие, м и т.п.).

Здесь  $(\tau/y)^{-1}_0 = (y/\tau) = U_0$  - начальная скорость коррозии, когда влиянием слоя продуктов коррозии (кольматацией) можно пренебречь, а скорость процесса находится под кинетическим контролем и определяется интенсивностью физико-химического взаимодействия компонентов цементной системы с агрессивной средой.

Начальная скорость имеет максимальное численное значение. С течением времени текущая скорость снижается благодаря диффузионному торможению процесса малорастворимыми продуктами коррозии - кольматантами.

Коэффициенты  $k_1$  и  $k_2$  характеризуют меру диффузионного торможения (замедления) процесса кор-

розии: в первом уравнении - пропорционально степени коррозии, во втором - времени. Размерности коэффициентов торможения:  $[k_1] = y^2/\tau$ ,  $[k_2] = y^{-1}$ .

Коэффициент  $k_1$  связан с экстенсивным диффузионным торможением коррозии, когда процесс замедляется во времени из-за накопления слоя кольматанта в порах капиллярно-пористого строительного материала пропорционально его массе или толщине. При этом удельное диффузионное сопротивление слоя продуктов коррозии, т.е. сопротивление единицы кольматанта по массе или толщине, остается постоянным. Таким образом, экстенсивное торможение обусловлено лишь одним фактором - увеличением массы или толщины кольматанта.

При этом показатель интенсивности диффузионных процессов - коэффициент диффузии  $D$  остается постоянным в течение всего процесса. При интенсивном торможении удельное диффузионное сопротивление возрастает во времени, поэтому коэффициент диффузии уменьшается.

Из (1) можно получить [6]:

$$y = a\sqrt{2D\tau}, \quad (3)$$

где  $y$  - глубина коррозии при процессе с экстенсивным торможением;  $a$  - коэффициент пропорциональности.

Если кинетика коррозии строительного материала представлена в виде функции  $L(\tau)$ , где  $L$  - глубина коррозионного повреждения изделия, м, то коэффициент торможения  $k_1$  имеет размерность, обратную коэффициенту диффузии  $D$ , т.е.  $[k_1] = [D]^{-1} = (\text{м}^2/\text{с})^{-1} = \text{с}/\text{м}^2$ . Размерность  $\text{м}^2/\text{с}$  присуща всем коэффициентам переноса с экстенсивным торможением, например коэффициенту кинематической вязкости в гидродинамике ламинарного течения, коэффициенту температуропроводности в уравнении Фурье-Кирхгоффа, массопереноса во втором законе Фика и т.п. [7].

В связи с этим расчет по уравнению (1) экспериментальных данных по кинетике переноса с экстенсивным торможением является простейшим способом определения коэффициента диффузии  $D$ .

Коэффициент интенсивного торможения  $k_2$  имеет размерность  $\gamma^{-1}$ , если кинетика процесса коррозии представляет собой функцию  $\gamma(\tau)$ .

На основе уравнений (1) и (2) можно производить экстраполяцию и интерполяцию экспериментальных данных по кинетике коррозии и на этой основе производить прогнозирование долговечности строительных изделий по результатам краткосрочных испытаний.

Автором с сотрудниками [2-4] за последние два десятилетия выполнены многочисленные расчеты экспериментальных данных по кинетике коррозии строительных материалов гидратационного твердения с использованием уравнений (1) и (2). На этой основе были сформулированы следующие обобщения:

Большинство экспериментальных данных по кинетике коррозии цементных систем в жидких агрессивных средах описывается уравнением (2) с коэффициентом корреляции 0,8-0,99. Коррозия бетонов с низким расходом цемента (200-300 кг/м<sup>3</sup>), особенно при невысоких концентрациях газообразных агентов (Cl<sub>2</sub>, HCl, и др.) и пониженных температурах (0-10 °С) описывается уравнением (1).

Повышение концентрации агрессивной среды, уменьшение расхода вяжущего в бетоне, увеличение содержания в нем заполнителей, рост водоцементного отношения приводят к увеличению начальной скорости коррозии  $U_0$  и уменьшению коэффициента торможения  $k_T$ .

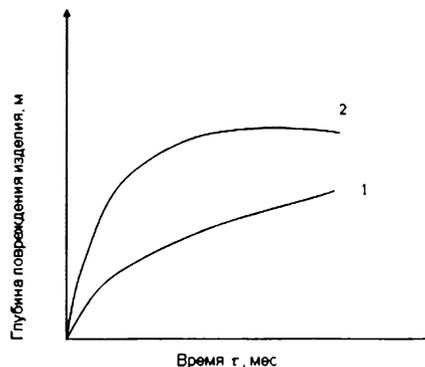
Численное значение коэффициента торможения  $k_T$  может служить мерой кольматационной способности продуктов химического взаимодействия компонентов цементных систем с агрессивной средой.

Известно, что в классической химической кинетике существует понятие компенсационного эффекта [7]. Он заключается в том, что увеличение одного параметра уравнения кинетики процесса сопровождается уменьшением другого. Так, например, в экспоненциальном уравнении кинетики активационных реакций Аррениуса увеличение энергии активации сопровождается снижением предэкспоненциального множителя, и наоборот. При использовании уравнения (2) рост начальной скорости  $U_0$  обычно сопровождается снижением коэффициента торможения  $k_T$ , и наоборот.

Отечественные и зарубежные специалисты для описания кинетики химической коррозии обычно используют так называемое квадратное уравнение, которое является модификацией формулы Яндера [6, 8]. Уравнение (1) аналогично ему.

Наши исследования показали, что в большинстве случаев, за исключением некоторых видов коррозии с участием газообразных агрессивных агентов, процессы коррозии лучше (с большим коэффи-

циентом корреляции) описывается уравнением (2), которое отражает кинетику процессов коррозии с интенсивным торможением, уменьшающимся во времени коэффициентом диффузии (возрастающим удельным диффузионным сопротивлением кольматанта). Использование при этом уравнения, аналогичного (1) вместо (2), приводит к завышению степени коррозионного повреждения строительного объекта в заданный срок его эксплуатации либо к занижению срока безаварийной службы его при заданном уровне коррозионного повреждения в отдаленные сроки. Это наглядно представлено на рисунке.



Графики кинетики коррозии при экстенсивном (1) и интенсивном (2) торможении

В связи с тем, что сроки эксплуатации зданий и сооружений в агрессивных средах составляют от 10 лет и более, расхождение между фактическими и расчетными величинами степени повреждений достигают 20-30 % за 5-10 лет и возрастают с течением времени [2].

### Библиографический список

1. Рахимбаев Ш.М. Принципы выбора цементов для использования в условиях химической агрессии / Ш. М. Рахимбаев // Изв. Вузов. Строительство. - 1998. - № 10. - С. 65-68.
2. Авершина Н.М. Закономерности кинетики коррозии и стойкость бетона с активным заполнителем : автореф. дис...канд. техн. наук : 05.23.05 / Авершина Наталья Максимовна; Воронеж : ВГАСА, 1995. - 20 с.
3. Хахалева Е.Н. Коррозия мелкозернистого бетона в агрессивных средах сложного состава : автореф. дис...канд. техн. наук : 05.23.05 / Хахалева Елена Николаевна; Белгород : БГТУ, 2005. - 20 с.
4. Булатов А.И. Коррозия тампонажного камня / А.И. Булатов, Ш.М. Рахимбаев, Л.И. Рябова. - Краснодар: ВНИИКРнефть, 1993. - 380 с.
5. Рахимбаев Ш.М. Анализ некоторых процессов производства строительных материалов на основе теории переноса / Ш. М. Рахимбаев // Проблемы материаловедения и совершенствования технологического производства строительных изделий. - Белгород: БТИСМ, 1990. - 184 с.
6. Полак А.Ф. Физико-химические основы коррозии железобетона / А.Ф. Полак. - Уфа: Изд-во. Уфимс. нефт. ин-та, 1982. - 73 с.
7. Закгейм А.Ю. Введение в моделирование химико-технологических процессов / А. Ю. Закгейм. - М.: Химия, 1982. - 288 с.
8. Гото С. Диффузия различных ионов в затвердевшем порландцементном тесте / С. Гото, Х. Усияма // В кн.: VI Международный конгресс по химии цемента. - М., 1976. - т. 2. - кн. 1. - С. 331-336.

А.Г. ТАМРАЗЯН, д-р. техн. наук, проф., (ФГБОУ ВПО "МГСУ");  
 К.А. ШУВАЛОВ, аспирант (ФГБОУ ВПО "Государственный университет-УНПК", г. Орел)

## АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ НА ПАРАМЕТРЫ ДИНАМИЧЕСКОГО ДОГРУЖЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ПРИ ЗАПРОЕКТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Одной из важнейших составляющих в решении проблемы конструктивной безопасности зданий и сооружений является исследование параметров деформирования и разрушения предварительно напряженных конструктивных систем при внезапном разрушении их элементов. В работе [1] рассмотрен расчет динамических догрузок в железобетонных предварительно напряженных неразрезных балках при оценке их живучести. Показано, что при определении приращений динамических напряжений в преднапряженном арматурном стержне балочного элемента, нагруженного внешней нагрузкой и запроектным воздействием в виде внезапного хрупкого разрушения надпорного соединительного элемента в такой системе, важной задачей является анализ влияния способа создания предварительного напряжения и параметров физического и условного предела текучести арматурной стали на живучесть таких систем.

В настоящей работе проведены численные исследования для оценки влияния предварительного напряжения железобетонных сечений методом его создания на параметры динамического догружения статически неопределимых систем при запроектных воздействиях. В качестве объекта исследования принят фрагмент пространственного рамно-стержневого каркаса здания из предварительно напрягаемых железобетонных элементов, нагруженный сосредоточенными нагрузками, который состоит из пяти стоек с закрепленными между ними жесткими узлами (рис. 1).

В качестве запроектного воздействия рассматривается мгновенное выключение из работы средней стойки (линейной связи). При мгновенном приложении запроектного воздействия к действующим в исходной системе к действующим усилиям прибавятся усилия от приложения реакции удаляемой связи с обратным знаком в системе с удаленной связью. Эти усилия будут превышать определенные статическим расчетом системы с выключенной связью. Параметры динамического догружения для разных конструктивных систем могут быть определены на энергетической основе без привлечения аппарата динамики сооружений [2]. Значения этих параметров различны для балочных и рамно-стержневых систем и зависят в том числе от расчетной схемы, диаграммы деформирования материала и т.д.

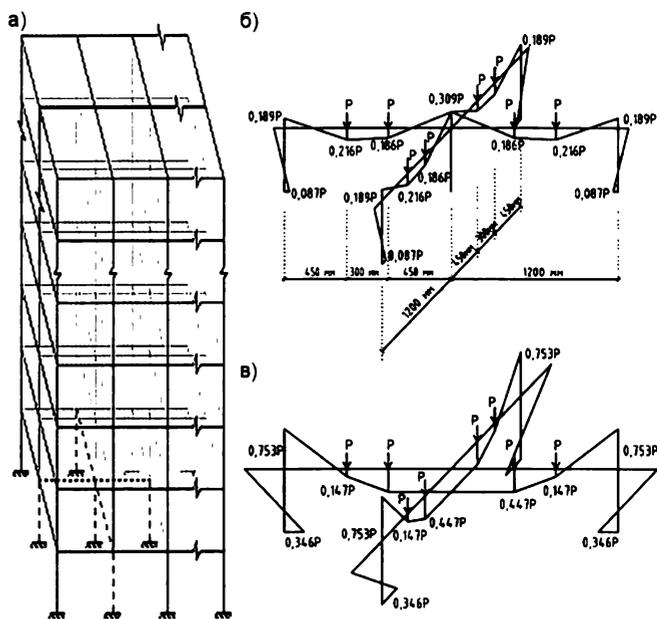


Рис. 1. Схема каркаса здания с выделенным характерным фрагментом (а) и эпюры усилий в фрагменте до (б) и после (в) приложения запроектного воздействия

Для оценки влияния предварительного напряжения выполним определение динамических догрузок в сечении ригелей опытной пространственной рамно-стержневой системы [3] сечением 70×120 мм из бетона класса В25, армирование которых принято арматурой Ø6 класса А500 без предварительного напряжения, с предварительным напряжением на бетон без сцепления с бетоном и на упоры, а также с предварительным напряжением арматуры Ø4 класса Вр1400 с натяжением ее на упоры. Будем рассматривать сечение ригеля на расстоянии 0,45 м от выключаемой из работы стойки (рис. 2), для которого по результатам статического расчета исходной n-системы и системы n-1 с выключенной связью получено:

$$M_n^c = 0,186P, \quad M_{n-1}^c = 0,447P. \quad (1)$$

Рассмотрим случай армирования ригеля без осуществления предварительного напряжения. Обозначим величины характерных усилий  $M_n^c, M_{n-1}^c, M_{n-1}^d$  и соответствующих им деформаций  $\chi_n^c, \chi_{n-1}^c, \chi_{n-1}^d$  (рис. 2, а). В соответствии с [2] значения  $M_n^c(\chi_n^c)$  и  $M_{n-1}^c(\chi_{n-1}^c)$  могут быть получены предварительным

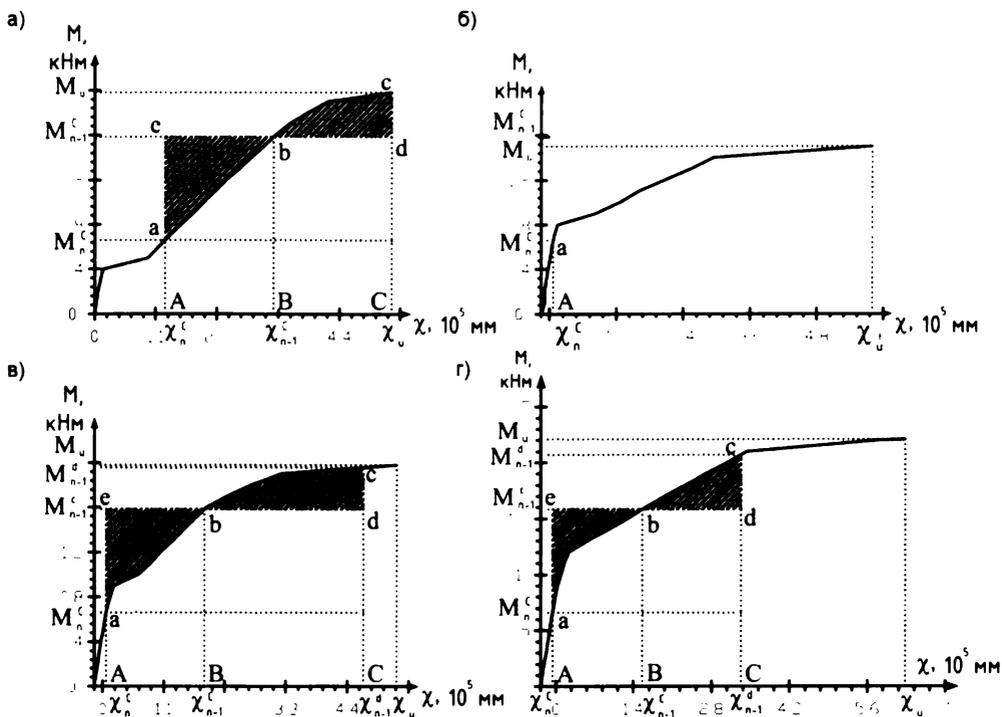


Рис. 2. К определению динамических догрузений в исследуемом сечении железобетонного ригеля

*а* - ненапряженного; *б* - с натяжением арматуры в каналах на бетон; *в* - с натяжением арматуры на упоры; *г* - то же для проволочной арматуры

расчетом исходной  $n$ -системы и  $(n-1)$ -системы при статическом нагружении. Искомой величиной является напряжение  $M_{n-1}^d(\chi_{n-1}^d)$ , возникающие в  $(n-1)$ -системе при ее внезапном динамическом догрузении от выключения конструктивной связи и, соответственно, мгновенной структурной перестройки системы.

Хрупкое разрушение связи (элемента)  $k$  приведет к возникновению затухающих во времени колебаний стержней в статически неопределимой конструктивной системе. Для решения сформулированной задачи составим условие постоянства полной удельной энергии для  $i$ -того элемента. Обозначив уровень его потенциальной энергии относительно точки статического равновесия  $b$  величиной  $\Phi$ , определяемой, согласно [2], интегральным выражением

$$\Phi(\chi) = \int_0^{\chi} M(\chi) d\chi, \quad (2)$$

величину удельной работы внешних сил находим как произведение  $M_{n-1}^d$  на соответствующее перемещение.

Условие постоянства полной удельной энергии элемента приводит к следующему аналитическому выражению для искомых значений  $M_{n-1}^d$  или  $\chi_{n-1}^d$ :

$$\Phi(\chi_{n-1}^d) - \Phi(\chi_n^c) = M_{n-1}^c(\chi_{n-1}^d - \chi_n^c). \quad (3)$$

Зависимость (2) означает равенство площадей криволинейной трапеции  $AbcC$  и прямоугольника  $AedC$  (см. рис. 2, *а*). Таким образом, действительное значение деформации (кривизны)  $\chi_{n-1}^d$  может быть

найдено из условия равенства площадей заштрихованных фигур  $aeb$  и  $bdc$ .

Для исследуемого сечения пространственной рамы, выполненной без предварительного напряжения с выключающейся из работы линейной связью, соответствующие диаграмме значения моментов равны соответственно:  $M_n^c = 0.186P$ ,  $M_{n-1}^c = 0.447P$ . Для заданного уровня приложения запроектной нагрузки  $P = 3.55$  кН, находим  $M_n^c = 0.66$  кН·м,  $M_{n-1}^c = 1.58$  кН·м.

Из анализа диаграммы (рис. 2, *а*) и вычисленных значений  $M_{n-1}^c$  и  $\chi_u$  получим  $\Phi(\chi_u) - \Phi(\chi_n^c) < M_{n-1}^d(\chi_{n-1}^d - \chi_n^c)$ , т.е. площадь фигуры  $aeb$  превышает площадь фигуры  $bdc$ . Это означает, что  $M_{n-1}^d > M_u$  и, следовательно, сечение считается разрушенным при заданном динамическом догрузении от выключающейся линейной связи.

Аналогично выполняем анализ принятого критерия разрушения для рамы, с использованием в армировании ее ригеля предварительно напрягаемой арматуры класса А500 стержнем  $\varnothing 6$  с натяжением ее на бетон без сцепления с бетоном и величиной предварительного напряжения  $\sigma_{sp} = 0.9R_{s,n}$ . В результате получаем, что для диаграммы, построенной по вычисленным значениям усилий и деформаций,  $M_{n-1}^c > M_u$ , т.е. сечение считается разрушенным от запроектного воздействия в виде выключающейся линейной связи даже при квазистатическом его приложении (рис. 2, *б*).

Аналогичный анализ проведем для системы с армированием ригеля рамы при выполнении натяже-

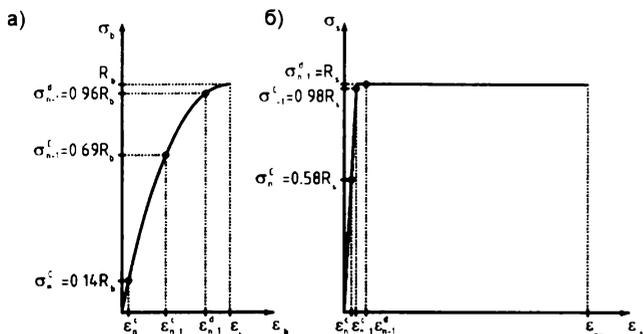


Рис. 3. Диаграмма "σ – ε" для бетона (а) и арматуры (б) рассматриваемого предварительно напряженного элемента со стержневой арматурой

ния арматуры  $\varnothing 6$  А500 на упоры при том же значении уровня предварительного напряжения (рис. 2, в).

По результатам расчета с использованием зависимости (3) получено  $M_{n-1}^d = 1.96$  кН·м.

Для системы с армированием ригеля рамы при выполнении натяжения арматуры  $\varnothing 4$  Вр1400 – нагружаемый на упоры на величину  $\sigma_{sp} = 0,8R_{s,n}$  динамическое усилие составит  $M_{n-1}^d = 2,07$  кН·м (рис. 2, г).

Для случаев в, г при полученных значениях моментов и кривизны при динамическом догружении вычислим характерные фибровые напряжения бетона сжатой зоны железобетонного элемента в рассматриваемом сечении и напряжения в арматуре (рис. 3, 4).

Анализ проведенных численных исследований по определению параметров динамического догружения элемента фрагмента железобетонной пространственной конструктивной системы с предварительным напряжением и без него при проектных и запроектных воздействиях позволяет отметить следующее. Осуществление предварительного напряжения арматуры применительно к заданному фраг-

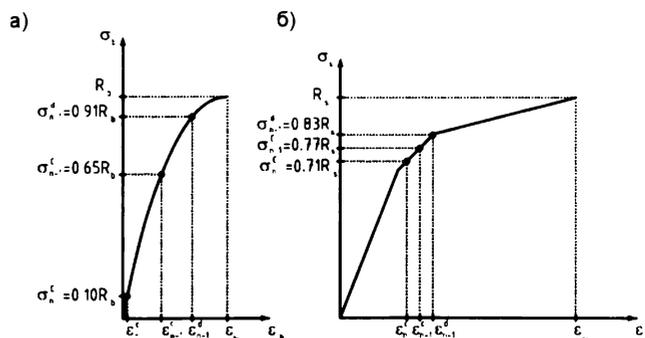


Рис. 4. Диаграмма "σ – ε" для бетона (а) и арматуры (б) рассматриваемого предварительно напряженного элемента с проволоочной арматурой

менту пространственной рамно-стержневой системы оказывает положительное влияние на ее живучесть, т.е. система с предварительным напряжением при запроектном воздействии, в отличие от системы без преднапряжения, остается неразрушенной.

### Библиографический список

1. Ключева Н.В. Расчет динамических догрузений в железобетонных предварительно напряженных неразрезных балках при внезапном выключении моментной связи [Текст] // Н.В. Ключева, К.А. Шувалов Железобетонные конструкции: исследования, проектирование, методика преподавания: сборник докладов международной научно-практической конференции, посвященной 100-летию со дня рождения В.Н. Байкова/под ред. А.Г. Тамразяна; М-во образования и науки Росс. Федерации; ФГБОУ ВПО "Моск. гос. строит. ун-т". - М.: МГСУ, 2012. - С. 135-143
2. Гениев Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст]: научное издание / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.И. Ключева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. - М.: Изд-во АСВ, 2004. - 216 с.
3. Ключева Н.В. К оценке живучести железобетонных пространственных рамно-стержневых конструкций с выключающимися линейными связями / Н.В. Ключева, А.С. Бухтиярова, В.И. Колчунов // Вестник БрГТУ. - 2012. - №1(73): Строительство и архитектура. - С. 163-166.

## В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Н.И. КАРПЕНКО, С.Н. КАРПЕНКО, доктора техн. наук (НИИСФ РААСН)

### О ДИАГРАММНОЙ МЕТОДИКЕ РАСЧЁТА ДЕФОРМАЦИЙ СТЕРЖНЕВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И ЕЁ ЧАСТНЫХ СЛУЧАЯХ

В настоящее время в нормативные документы (СП 52-101-2003, проект СНиП 52-01-2003) начали включать диаграммную методику расчёта стержневых конструкций, которая была разработана ещё в 1987 г. (в работе [1] по расчёту деформаций и прочности и в [2] по расчёту прочности). Наряду с этим, например в СП 52-101-2003 (ниже СП), приводится упрощенная инженерная методика расчёта деформаций, разработанная под руководством А.С. Залесова, которая никак не связывается с диаграммной

методикой [3]. Эту же методику авторы перенесли в актуализированный СНиП. Упрощенная методика СП 52-101-2003 заменяет методику СНиП 2.03.01-84\*, разработанную под руководством А.А. Гвоздева [4].

Покажем, что как методика А.С. Залесова, так и методика А.А. Гвоздева могут быть получены как частные случаи диаграммной методики. При этом если методика А.С. Залесова записывается относительно осей, проходящих через центр тяжести сечения для частичного случая изгиба и внецентренного

сжатия в одной плоскости, то из диаграммной методики можно получить её запись для любого положения осей (в том числе и для общего случая косоугольного и косоугольного внецентренного сжатия).

**1. Общие зависимости диаграммной методики.** Основу диаграммной методики составляют обобщенные физические зависимости, связывающие кривизны элемента и относительные деформации на уровне выбранной продольной оси элемента с моментами и нормальной силой.

При выборе этих соотношений используют:

- диаграммы связи напряжений с относительными деформациями бетона;

- диаграммы связи напряжений с относительными деформациями арматуры, которые зависят от наличия или отсутствия трещин, а также деформаций арматуры в упругой или упруго-пластической стадии;

- гипотезу плоских сечений, согласно которой относительные деформации бетона и арматуры по высоте сечения распределяются по линейному закону; в стадии с трещинами гипотеза плоских сечений принимается, по В.И. Мурашеву, справедливой для средних деформаций на участках между трещинами;

- численное интегрирование по высоте сечения при определении связей между напряжениями в арматуре и бетоне с обобщенными усилиями (моментами и нормальной силой); при этом симметричные сечения, которые нагружаются в вертикальной плоскости симметрии, разделяются по высоте сечения на отдельные полосы малой толщины с выделением бетонных и арматурных полос, а в случае косоугольного изгиба или внецентренного косоугольного сжатия или растяжения с изгибом сечение разделяется на отдельные малые участки с отдельным учётом напряжений в каждом бетонном участке и напряжений в каждом арматурном стержне;

- напряжения в пределах малых участков усредняются (принимаются одинаковыми в пределах участка).

При расчете элементов с использованием диаграммной методики принимают:

- значения сжимающей продольной силы, а также сжимающих напряжений и деформаций укорочения бетона и арматуры со знаком "минус";

- значения растягивающей продольной силы, а также растягивающих напряжений и деформаций удлинения бетона и арматуры со знаком "плюс".

Знаки координат центров тяжести арматурных стержней и выделенных участков бетона, а также точки приложения продольной силы принимают в соответствии с передвижной системой координат  $xOy$ , параллельной глобальной системе  $XOY$ . В общем случае начало координат этой системы (точка  $O$  на рис. 1) может располагаться в произвольном месте в пределах поперечного сечения элемента, хотя обычно она располагается в середине бетонного сечения.

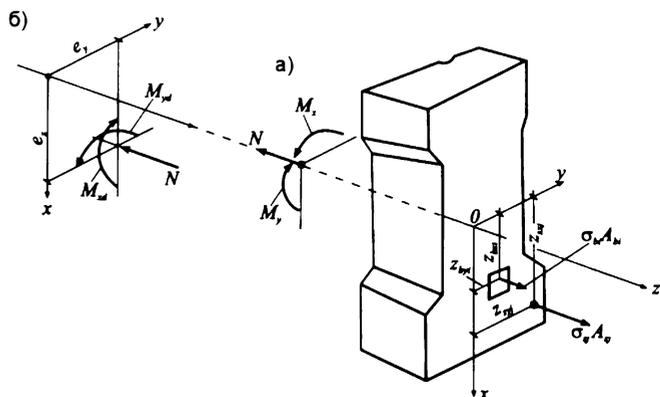


Рис. 1. Расчетная схема нормального сечения железобетонного элемента

Рассматривается вывод основных зависимостей для общего случая косоугольного изгиба и косоугольного растяжения или сжатия (см. рис.1), из которых следуют зависимости для различных частных случаев. При этом используют:

- уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении элемента

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{sxj} ;$$

$$M_y = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{syj} ;$$

$$N = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} , \quad (1)$$

- уравнения, определяющие распределение деформаций по сечению элемента, которые следуют из гипотезы плоских сечений

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} Z_{bxi} + \frac{1}{r_y} Z_{byi} ; \quad (2)$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_o + \frac{1}{r_x} Z_{sxj} + \frac{1}{r_y} Z_{syj} ; \quad (3)$$

- зависимости, связывающие напряжения и относительные деформации бетона и арматуры,

$$\sigma_{bi} = E_{bi} \varepsilon_{bi} ; \quad (4)$$

$$\sigma_{sj} = E_{sj} \varepsilon_{sj} ; \quad (5)$$

В уравнениях (1):  $N$  - продольная сила от внешней нагрузки;  $M_x$ ,  $M_y$  - изгибающие моменты от внешней нагрузки относительно выбранных и располагаемых в пределах поперечного сечения элемента координатных осей (соответственно действующих в плоскостях  $XOZ$  и  $YOZ$  или параллельно им); если внешняя нагрузка в виде моментов  $M_{xd}$ ,  $M_{yd}$  и нормальной силы  $N$  приложена с эксцентриситетами  $e_x$ ,  $e_y$  относительно выбранных осей, то её действие приводится к дополнительным моментам  $M_x$  и  $M_y$  и нормальной силе  $N$  относительно выбранной системы координат (см. рис.1) по формулам

$$M_x = M_{xd} + N e_x ; \quad (6)$$

$$M_y = M_{yd} + Ne_y \quad (7)$$

Здесь  $A_{bi}$ ,  $Z_{bzi}$ ,  $Z_{byi}$ ,  $\sigma_{bi}$  – площадь, координаты центра тяжести  $i$ -го участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести;  $A_{sj}$ ,  $Z_{sxj}$ ,  $Z_{syj}$ ,  $\sigma_{sj}$  – площадь, координаты центра тяжести  $j$ -го стержня арматуры и напряжение в нем;  $\varepsilon_0$  – относительная деформация волокна, расположенного на пересечении выбранных осей (в точке 0);  $1/r_x$ ,  $1/r_y$  – кривизны продольной оси в рассматриваемом поперечном сечении элемента в плоскостях действия изгибающих моментов  $M_x$  и  $M_y$ ;  $E_{bi\text{sec}} = E_b v_{bi}$  – секционный модуль бетона  $i$ -го участка, определяемый по диаграммам деформирования бетона (рис. 2);  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона;  $v_{bi}$  – коэффициент секущего модуля бетона  $i$ -го участка;  $E_{sj\text{sec}} = E_{sj} v_{sj}$  или  $E_{sj\text{sec}} = E_{sj} v_{sj} / \psi_{sj}$  – секционный модуль арматуры, определяемый по диаграммам деформирования арматуры;  $E_{sj}$  – модуль упругости  $j$ -го стержня арматуры;  $v_{sj}$  или  $v_{sj} / \psi_{sj}$  – коэффициент секущего модуля  $j$ -го стержня арматуры (для участка сечения без трещин  $\psi_{sj} = 1$ ).

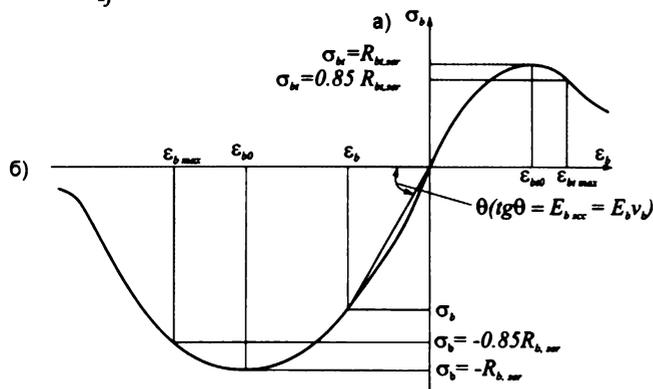


Рис. 2. К определению секущих модулей бетона по диаграммам бетона при растяжении (а) и сжатии (б)

Коэффициенты  $v_{bi}$  и  $v_{sj}$  следуют из специальной записи диаграмм деформирования бетона и арматуры в виде функций коэффициентов секущих модулей [5, 8] (в упругой стадии деформирования бетона и арматуры  $v_{sj} = 1$ ,  $v_{bi} = 1$ ).

На участках сечения элемента с трещинами для определения  $E_{sj\text{sec}}$  вводится диаграмма деформирования арматуры в виде связей напряжений в арматуре в трещинах ( $\sigma_{sj}$ ) с её средними деформациями  $\varepsilon_{sj}$ :

$$\sigma_{sj} = \frac{E_{sj} v_{sj} \varepsilon_{sj}}{\psi_{sj}} \quad (8)$$

где  $\psi_{sj}$  – коэффициент В.И. Мурашева, учитывающий влияние растянутого бетона на участках между трещинами на средние деформации арматуры, который, следуя [6], можно определять по формуле:

$$\psi_{sj} = \frac{1 - e\varphi_{sl}}{1 - e\varphi_{sl}(1 - \varphi_{dj})} \quad (9)$$

где  $e$ ,  $\varphi_{sl}$  – коэффициенты;  $e = 0,6$  (с учётом влияния в диаграммной методике растянутого бетона над трещинами)  $\varphi_{sl} = 1$  – при кратковременном действии нагрузки;  $\varphi_{sl} = 0,8$  – при длительном действии нагрузки;  $\varphi_{dj}$  – уровень обратный уровню деформаций

$\varphi_{di} = \varepsilon_{crj} / \varepsilon_{sj}$ ;  $\varepsilon_{crj}$  – средние деформации арматуры в момент трещинообразования.

Внося зависимости (2), (3) в (4), (5), а затем полученные выражения для  $\sigma_{bi}$  и  $\sigma_{bj}$  подставляя в (1), приходим к физическим соотношениям вида:

$$\begin{aligned} M_x &= D_{11} \frac{1}{r_x} + D_{12} \frac{1}{r_y} + D_{13} \varepsilon_0 ; \\ M_y &= D_{12} \frac{1}{r_x} + D_{22} \frac{1}{r_y} + D_{23} \varepsilon_0 ; \\ N &= D_{13} \frac{1}{r_x} + D_{22} \frac{1}{r_y} + D_{33} \varepsilon_0 , \end{aligned} \quad (10)$$

где жёсткостные характеристики  $D_{ij}$  ( $i, j = 1, 2, 3$ ) определяют по формулам:

$$\begin{aligned} D_{11} &= \sum_i A_{bi} Z_{bxi}^2 E_{bi\text{sec}} + \sum_j A_{sj} Z_{bxj}^2 E_{sj\text{sec}} ; \\ D_{22} &= \sum_i A_{bi} Z_{byi}^2 E_{bi\text{sec}} + \sum_j A_{sj} Z_{byj}^2 E_{sj\text{sec}} ; \\ D_{12} &= \sum_i A_{bi} Z_{bxi} Z_{byi} E_{bi\text{sec}} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj} Z_{syj} E_{sj\text{sec}} ; \\ D_{13} &= \sum_i A_{bi} Z_{bxi} E_{bi\text{sec}} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj} E_{sj\text{sec}} ; \\ D_{23} &= \sum_i A_{bi} Z_{byi} E_{bi\text{sec}} + \sum_j A_{sj} Z_{syj} E_{sj\text{sec}} ; \\ D_{33} &= \sum_i A_{bi} E_{bi\text{sec}} + \sum_j A_{sj} E_{sj\text{sec}} . \end{aligned} \quad (11)$$

Зависимости (10) обычно записываются в матричной форме

$$\{M\} = [D] \{\varepsilon\} \quad (10a)$$

где  $\{M\} = \{M_x, M_y, N\}^T$  – вектор столбец усилий;

$\{\varepsilon\} = \left\{ \frac{1}{\rho_x}, \frac{1}{\rho_y}, \varepsilon_0 \right\}$  – вектор столбец кривизн и относительного удлинения (вектор обобщенных деформаций);

$$[D] = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} \\ D_{12} & D_{22} & D_{23} \\ D_{13} & D_{23} & D_{33} \end{bmatrix} \quad \text{– матрица жесткости.} \quad (12)$$

Для определения кривизн и относительного удлинения  $\varepsilon_0$  системы (10) разрешается относительно деформаций

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho_x} &= B_{11} M_x + B_{12} M_y + B_{13} N ; \\ \frac{1}{\rho_y} &= B_{12} M_x + B_{22} M_y + B_{23} N ; \\ \varepsilon_0 &= B_{13} M_x + B_{23} M_y + B_{33} N , \end{aligned} \quad (13)$$

или сокращенно

$$\{\varepsilon\} = [D]^{-1}\{M\}, \quad (13a)$$

где  $[B] = [D]^{-1}$  - матрица податливости (следует из обращения матрицы жесткости  $[D]$ ).

В существующих методах расчёта обычно принято выделять сжатую арматуру отдельно. При этом вторые суммы в (11), относящиеся к арматуре, разделяются на две составляющие – в одной (с индексом  $j$ ) продолжает учитываться растянутая арматура, а во второй (с индексом  $i$ ) учитывается вклад сжатой арматуры. При этом характеристикам сжатой арматуры присваиваются верхние штрихи, т.е.  $A_{sj}$ ,  $E_{sjsec}$ ,  $v_{sj}$ ,  $Z_{sxj}$ ,  $Z_{syj}$  заменяются соответственно на  $A'_{sj}$ ,  $E'_{sjsec}$ ,  $v'_{sj}$ ,  $Z'_{sxj}$ ,  $Z'_{syj}$ .

Система (10), (11) установлена для произвольного положения осей, однако, зная жесткости  $D_{13}$ ,  $D_{23}$  и  $D_{33}$ , легко определить координаты центра тяжести сечения. В работе [6] показано, что координаты центра тяжести в осях  $x$ ,  $y$ ,  $z$  определяются по формулам

$$Z_{cx} = \frac{D_{13}}{D_{33}}; \quad Z_{cy} = \frac{D_{23}}{D_{33}}, \quad (14)$$

где величины  $Z_{cx}$ ,  $Z_{cy}$  могут быть как положительными, так и отрицательными. Поместив начало координат  $x$ ,  $y$ ,  $z$  в точку центра тяжести путём параллельного переноса (эти центральные оси обозначим  $x'$ ,  $y'$ ,  $z'$ ), получаем запись системы в центральных осях:

$$\left. \begin{aligned} M_x^* &= D_{11}^* \frac{1}{\rho_x} + D_{12}^* \frac{1}{\rho_y}; \\ M_y^* &= D_{12}^* \frac{1}{\rho_x} + D_{22}^* \frac{1}{\rho_y}; \\ N &= D_{33}^* \varepsilon_0^* \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

где соблюдаются условия:

$$\left. \begin{aligned} D_{13}^* &= 0, D_{23}^* = 0; \\ \varepsilon_0^* &= \varepsilon_0 + z_{cx} \frac{1}{\rho_x} + z_{cy} \frac{1}{\rho_y}; \\ M_x^* &= M_x - Nz_{cx}; \\ M_y^* &= M_y - Nz_{cy} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

Жесткости  $D'_{ij}$  определяются по формулам (11), только входящие в них величины  $Z_{bxi}$ ,  $Z_{byi}$ ,  $Z_{sxj}$ ,  $Z_{syj}$  определяются относительно центральных осей.

**2. Частные случаи диаграммной методики. Упрощенный вариант общей методики.** В упругой стадии работы элемента (при  $E_{bisec} = E_b$ ,  $E'_{sisec} = E_{sjsec} = E_s$ ) или в случае, когда модули дефор-

мации арматуры и бетона можно принять некоторыми усредненными и не зависящими от номера слоя (при  $E_{bisec} = E_{bsec}$ ,  $E'_{sisec} = E'_{ssec}$ ,  $E_{sjsec} = E_{ssec}$ ), как это принято в СП и СНиП 2.03.01.84\* для работы элемента до образования трещин (при более частном рассмотрении элементов, изгибаемых вдоль вертикальной оси симметрии), зависимости (11) преобразовываются к виду:

$$\begin{aligned} D_{11} &= E_{bsec} \sum A_{bi} Z_{bxi}^2 + E_{ssec} \sum A_{sj} Z_{sxj}^2 + \\ &+ E'_{ssec} \sum A'_{si} (Z'_{sxi})^2 = \\ &= E_{bsec} J_{by} + E_{ssec} J_{sy} + E'_{ssec} J_{sy} = \\ &= E_{bsec} (J_{by} + \alpha'_s J_{sy}) + E_{ssec} J_{sy} = \\ &= J_{bred} E_{bsec} + E_{ssec} J_{sy} = \\ &= E_{bsec} (J_{by} + \alpha'_s J_{sy} + \alpha J_{sy}) = J_{bred} E_{bsec}; \\ D_{22} &= E_{bsec} J_{bx} + E_{ssec} J_{sx} + E'_{ssec} J'_{sx}; \\ D_{12} &= E_{bsec} J_{bxy} + E_{ssec} J_{sxy} + E'_{ssec} J'_{sxy}; \\ D_{13} &= E_{bsec} S_{by} + E_{ssec} S_{sy} + E'_{ssec} S_{sy}; \\ D_{23} &= E_{bsec} S_{bx} + E_{ssec} S_{sx} + E'_{ssec} S'_{sx}; \\ D_{33} &= E_{bsec} A_b + E_{ssec} A_s + E'_{ssec} A'_s, \end{aligned} \quad (17)$$

где  $J_{by}$ ,  $J_{bx}$ ,  $J_{bxy}$  - моменты инерции бетонного сечения (осевые относительно осей  $y$  и  $x$  и  $J_{bxy}$  - центробежный);  $J_{sy}$ ,  $J'_{sy}$ ,  $J_{sx}$ ,  $J'_{sx}$ ,  $J_{sxy}$ ,  $J'_{sxy}$  - моменты инерции растянутой (сжатой) арматуры относительно осей  $y$  и  $x$ ,  $\alpha'_s = E'_{ssec}/E_{bsec}$ ;  $\alpha_s = E_{ssec}/E_{bsec}$ ;  $S_{by}$ ,  $S_{bx}$  - статические моменты инерции бетонного стержня относительно осей  $y$  и  $x$ ;  $S_{sy}$ ,  $S'_{sy}$ ,  $S_{sx}$ ,  $S'_{sx}$  - статические моменты инерции растянутой (сжатой) арматуры относительно осей  $y$  и  $x$ ;  $A_b$ ,  $A_s$ ,  $A'_s$  - общие площади бетонного сечения, растянутой и сжатой арматуры.

В (17) на примере  $D_{11}$  показаны возможные варианты записи коэффициентов  $D_{ij}$ . Две последние записи обычно используются для элементов без трещин, при этом  $E_b = E'_{ssec} = E_s$ ,  $E_{bsec} = E_{bred}$ , где  $E_{bred}$  - некоторый приведенный модуль бетона. Перед этими двумя записями расположены записи, которые используются для элементов с трещинами.

До появления трещин в зависимости (17) входит всё бетонное сечение, и разделение арматуры на растянутую и сжатую не требуется, поэтому вычисление жесткостей упрощается. После появления трещин в (17), как и в общие зависимости (11), входят только характеристики части бетонного сечения без трещин. Кроме этого, арматура (ввиду разных секущих модулей) разделяется на арматуру части сечения без трещин (с модулем  $E'_{ssec}$ ) и арматуру, пересекаемую трещинами (с переменным модулем  $E_{ssec}$ ). В связи с тем, что сжатая часть сечения в процессе расчёта изменяется, то она и жесткости  $D_{ij}$ ,

вычисляются методом последовательных приближений. Области бетона с трещинами и без них определяются по деформациям элемента с использованием зависимостей (2). Ясно, что какого-либо существенного упрощения в вычислениях жесткостей по (17), по сравнению с вычислениями их по более точным зависимостям (11), не происходит, поэтому для элементов с трещинами следует использовать в основном более общие зависимости (11).

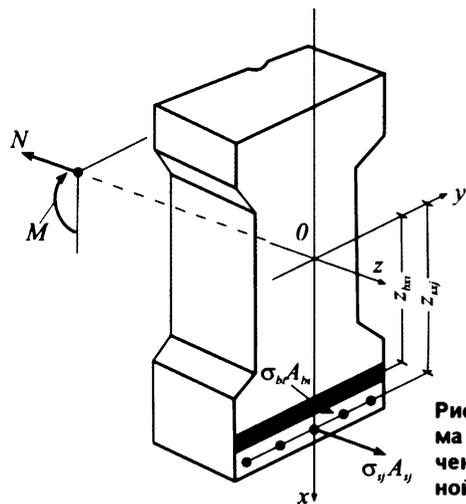


Рис. 3. Расчётная схема нормального сечения с вертикальной осью симметрии

Для внецентренно растянутых (сжатых) в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонных элементов и расположении оси  $x$  в этой плоскости (рис. 3)  $M_x = 0$  и  $D_{12} = D_{23} = 0$ . В этом случае физические уравнения (10), обозначая  $M_y = M$ , принимают вид:

$$\left. \begin{aligned} M &= D_{11} \frac{1}{r_x} + D_{13} \varepsilon_0, \\ N &= D_{13} \frac{1}{r_x} + D_{33} \varepsilon_0, \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

где жесткости  $D_{ij}$  в точной постановке определяется формулам (11) (при этом сечение разделяется на слои, нормальные к оси симметрии  $x$ , рис. 3), а в приближенной – по (17). Система (18) может преобразовываться к виду:

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{\rho} &= B_{11} M + B_{13} N, \\ \varepsilon_0 &= B_{13} M + B_{33} N, \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

где, согласно (13а),

$$\left. \begin{aligned} B_{11} &= \frac{D_{33}}{D_{11} D_{33} - D_{13}^2}; \\ B_{13} &= \frac{D_{13}}{D_{11} D_{33} - D_{13}^2}; \\ B_{33} &= \frac{D_{11}}{D_{11} D_{33} - D_{13}^2}. \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

Расстояние  $Z_0$  от точки начала координат  $O$  до точки нулевых деформаций (нейтральной оси) определяется из условия

$$\varepsilon_{bi} = \frac{1}{\rho_x} Z_0 + \varepsilon_0 = 0, \quad (21)$$

откуда, учитывая (19) и (20), находим

$$Z_0 = \frac{B_{13} M + B_{33} N}{B_{11} M + B_{13} N} = - \frac{D_{11} N - D_{13} M}{D_{33} M - D_{13}^2}. \quad (22)$$

Высота сжатой зоны (расстояние от сжатой поверхности сечения до нейтральной оси) будет равна

$$X_c = X_0 + Z_0 \quad (23)$$

где  $X_0$  – расстояние от верхней сжатой поверхности сечения до точки начала координат  $O$  ( $X_0$  – положительная величина;  $Z_0$  может быть как положительной, так и отрицательной величиной); если сжатая зона бетона расположена в нижней части сечения, то  $X_0$  отсчитывается от нижней сжатой поверхности сечения, а в (23) перед  $Z_0$  ставится знак “-” (минус).

В центральных осях симметрии  $x', o', y'$ , согласно (15), (16),

$$D_{11} = D_{11}^*; D_{33} = D_{33}^*; D_{13} = D_{13}^* = 0, \quad (24)$$

и запись соотношений (18), (19), (22) упрощается:

$$\frac{1}{\rho_x} = \frac{M^*}{D_{11}^*}; \quad \varepsilon_0^* = \frac{N}{D_{33}^*}; \quad Z_0^* = - \frac{D_{11}^* N}{D_{33}^* M^*}, \quad (25)$$

здесь  $Z_0^*$  – расстояние от центра тяжести до точки  $O_c$  нулевых напряжений (до нейтральной оси); соответственно при  $N = 0$

$$\frac{1}{\rho_x} = \frac{M^*}{D_{11}^*}; \quad \varepsilon_0^* = 0; \quad Z_0^* = 0. \quad (26)$$

Расстояние от верхней сжатой поверхности до оси центров тяжести (точки  $O_c$ ) составит

$$X_m = X_0 + Z_{cx} \quad (27)$$

где  $Z_{cx}$  определяется по формуле (14), а расстояние от верхней сжатой поверхности до точки  $O_c$  нулевых напряжений, которое равно высоте сжатой зоны  $X_c$ , составляет

$$X_c = X_0 + Z_{cx} - Z_0$$

**Переход к методике СП.** Вычисляя жесткости  $D_{11}^*$  и  $D_{33}^*$  по упрощенным формулам (17), приходим к зависимостям СП. Непосредственный вывод и использование системы (25), (26), минуя общие записи (18), (19), как это принято в СП, значительно усложняет расчёт в стадии с трещинами, поскольку сводит его к двойному итерационному процессу – поиску самого центра тяжести и уточнению коэффициента  $\psi_s$ . Кроме этого, положение центра тяжести по длине

стержня меняется и описывается некоторой ломаной линией. Поэтому соотношения (25), (26) практически можно использовать только для определения прогибов статически определимых балок по кривизнам  $1/\rho_s$  и известным моментам  $M$ . Расчёт статически неопределимых конструкций (неразрезных балок, рам) выполняется в заранее фиксированных осевых линиях. По указанным причинам использование в нормах более общих систем (18), (19), записанных относительно фиксированных осей, является наиболее предпочтительным. При этом становится также общей процедура определения высоты сжатой зоны по формуле (23).

В процессе расчёта конструкции по общим соотношениям (18), (19) лишь в одном случае может возникнуть необходимость перехода к соотношениям (25), (26). Она связана с определением момента образования трещин  $M_{crc}$ .

### К определению момента трещинообразования.

Обозначим:  $\varepsilon_{btcr}, \sigma_{btcr}, E_{btcr}, \eta_{crc} = \sigma_{btcr}/R_{btser}$  – соответственно: относительные деформации растяжения, напряжения, секущий модуль деформации бетона и уровень напряжений, соответствующие моменту трещинообразования. В общем виде (при использовании соотношений (11), (17)) момент начала образования трещин в отдельных малых участках  $i$ -той разбивки сечения определяется путём сопоставления деформаций растяжения бетона  $\varepsilon_{bti}$  с максимально допустимыми деформациями  $\varepsilon_{btcr}$ . Трещины образуются, если  $\varepsilon_{bti} > \varepsilon_{btcr}$ . Согласно [7], значение  $\varepsilon_{btcr}$  соответствует деформациям растяжения бетона на нисходящей ветви диаграммы растяжения при падении напряжений до уровня  $\eta_{crc} = 0,85$ .

После начала трещинообразования (образования трещин в первом элементе) для остальных участков  $i$  вместо  $R_{bt,ser}$  принимается  $0,8R_{bt,ser}$  и таким образом учитывается влияние концентрации напряжений на продвижение трещины (коэффициент 0,8 ещё подлежит уточнению).

В частных случаях изгиба в одной плоскости, которые описываются соотношениями (25), (26), образование трещин можно определять по нарушению условия

$$M + Nr_{si} \geq M_{crc}, \quad (29)$$

где  $r_{si}$  - расстояние от центра тяжести сечения до ядровой точки;  $M_{crc}$  - упруго-пластический момент трещинообразования.

Остановимся на определении  $M_{crc}$  и  $r_{si}$  применительно к нелинейной диаграммной методике.

Момент трещинообразования  $M_{crc}$  определяется для случая чистого изгиба, который описывается зависимостями (25), (26). Принимается, что  $M_{crc} = M$ , если в крайнем растянутом волокне бетона  $\varepsilon_{bti} = \varepsilon_{btcr}$ ,

$\sigma_{bt} = \sigma_{btcr}$ . При этом

$$\sigma_{btcr} = R_{btser}\eta_{crc} = \varepsilon_{btcr}E_{btcr}; \\ D_{11}^* = D_{11cr}^*, \quad \rho_x = \rho_{xcr},$$

тогда

$$\varepsilon_{btcr} = \frac{1}{\rho_{xcr}}(h - X_m) = \frac{R_{btser}\eta_{crc}}{E_{btcr}} = \\ = \frac{M_{crc}}{D_{11cr}^*}(h - X_m),$$

откуда

$$M_{crc} = \frac{R_{btser}\eta_{crc}D_{11cr}^*}{E_{btcr}(h - X_m)} = R_{btser}W_{pl}, \quad (30)$$

$$\text{где } W_{pl} = \frac{D_{11cr}^*\eta_{crc}}{E_{btcr}(h - X_m)}, \quad (31)$$

$W_{pl}$  - упруго-пластический момент сопротивления сечения трещинообразованию.

В более общем случае внецентренного растяжения или сжатия

$$\varepsilon_{btcr} = \frac{1}{\rho_{xcr}}(h - X_m) + \varepsilon_0^*,$$

или, с учетом (25),

$$\varepsilon_{btcr} = \frac{M^*}{D_{11cr}^*}(h - X_m) + \frac{N}{D_{33cr}^*}. \quad (32)$$

С другой стороны, можно представить момент в виде  $M + Nr_{si}$ , который бы приводил к деформациям

$$\varepsilon_{btcr} = \frac{M^* + Nr_{si}^*}{D_{11cr}^*}(h - X_m). \quad (33)$$

Приравнивая правые части (32) и (33), находим

$$r_{si} = \frac{D_{11cr}^*}{D_{33cr}^*(h - X_m)} \quad (34)$$

**Определение прочности.** Прочность наиболее сжатого бетонного элемента  $i$  нормального сечения считается исчерпанной, если максимальные относительные  $\varepsilon_{bi}$  в нем от действия внешней нагрузки начинают превышать по абсолютной величине предельно допустимые значения  $\varepsilon_{bi,max}$ . Предельно допустимые значения относительной деформации бетона при сжатии, согласно [7], принимаются равными деформациям бетона на нисходящей ветви расчётной диаграммы сжатия при уровне напряжений  $\eta = 0,85$ .

Прочность  $j$ -го арматурного стержня (или  $j$ -го арматурного слоя стержней при изгибе в одной плос-

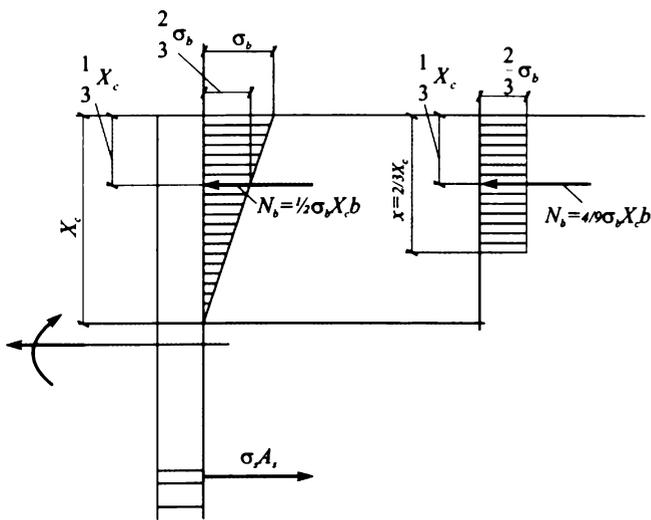


Рис. 4. К замене треугольной эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны (а) на прямоугольную (б)

кости) считается исчерпанной, если относительная деформация растяжения  $\varepsilon_{sj}$  в нем от действия внешней нагрузки превышает предельно допустимое значение  $\varepsilon_{sj,max}$ .

Предельные значения относительной деформации удлинения арматуры, следуя СП, можно принять по её расчётным диаграммам равными  $\varepsilon_{sj,max} = 0,015$ . Предельно допустимые относительные деформации сжатия в стержнях не должны превышать по абсолютной величине значения  $\varepsilon_{sj,max} \approx 0,0025$ .

Если относительные деформации начинают превышать предельно допустимые, то элемент считается выключенным из работы. И расчёт с выключением элементов продолжается до тех пор, пока прочность элемента начнет падать. Допускается (в запас прочности) расчёт прекращать в момент выключения первого элемента.

К преобразованию методики А.А. Гвоздева по определению кривизн (методика СНиП 2.03.01-84\*) к разнородности диаграммной методики. Рассматривается, как и в СП, случай изгиба в вертикальной плоскости. Основная особенность методики А.А. Гвоздева заключается в принятии прямоугольной эпюры бетона сжатой зоны (в отличие от СП, где эпюра принята треугольной). Покажем, что принятие в практических расчётах прямоугольной эпюры является предпочтительным. В диаграммной методике всё сечение сжатой зоны бетона разделяется на отдельные слои, прямоугольная эпюра представляется одним слоем с определением напряжений и относительных деформаций на уровне его середины (точнее, центра тяжести). Возможные при таком переходе погрешности показаны на примере рис. 4, где представлен переход от треугольной эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны (рис. 4, а) к прямоугольной (рис. 4, б) на примере прямоугольного сечения с нижней растянутой арматурой в трещине. Положение центров тяжести обеих эпюр не меняется,  $\sigma_b$  –

максимальные напряжения треугольной эпюры;  $2/3\sigma_b$  – напряжения на уровне центра тяжести треугольной эпюры, которое одновременно становится напряжением прямоугольной эпюры;  $X_c$  – высота треугольной эпюры;  $1/3X_c$  – расстояние от верхней наиболее сжатой поверхности до центра тяжести треугольной эпюры: одновременно  $1/3X_c$  является половиной высоты сжатой зоны при прямоугольной эпюре высотой  $X(X = 2/3X_c)$ .

При таком переходе равнодействующая усилий в бетоне сжатой зоны при треугольной эпюре составит  $1/2X_c\sigma_b b$ , а при прямоугольной –  $4/9X_c\sigma_b b$ , где  $b$  – ширина сечения. Таким образом, получены довольно близкие значения равнодействующих.

В действительности в бетоне сжатой зоны вместо треугольной эпюры уже изначально реализуется эпюра с некоторой нелинейностью, и указанное различие в значениях равнодействующих практически устраняется. При этом с увеличением нагрузки реальная нелинейная эпюра в бетоне сжатой зоны всё в большей степени будет приближаться к идеализированной прямоугольной, а различие её с треугольной, наоборот, будет увеличиваться. Кроме того, прямоугольная эпюра дает возможность распространить определение деформаций вплоть до разрушения элемента, в то время как на применение треугольной эпюры необходимо накладывать ограничение.

Таким образом, и с этой точки зрения идеализированная прямоугольная эпюра является предпочтительной. Принятие прямоугольной эпюры приводит к значительному упрощению определения жесткостей. В общем виде для модели являются справедливыми физические соотношения (18)-(20), где входящие в них жесткости  $D_{11}, D_{13}, D_{33}$  определяются по формулам (11), где вместо  $i$  слоев бетона входит один слой бетона площадью  $A_b$  вместо  $j$  слоев арматуры входит один слой растянутой арматуры площадью  $A_s$  и один слой сжатой арматуры площадью  $A'_s$ .

Дополнительно в методике А.А. Гвоздева сжатая арматура и сжатая зона бетона сводятся к некоторой приведенной площади бетона  $A_b$ , и приведенному расстоянию до центра тяжести равнодействующей усилий бетона и усилий в сжатой арматуре. Точка начала координат  $O$  может располагаться произвольно по высоте сечения, и от неё отсчитывается расстояние  $Z_s$  до равнодействующей усилий в растянутой арматуре и определяется расстояние  $Z_b$  до равнодействующей усилий в бетоне сжатой зоны.

При этом из (11) следует

$$D_{11} = A_b Z_b^2 E_{bsec} + A_s Z_s^2 E_{ssec} ;$$

$$D_{13} = A_b Z_b E_{bsec} + A_s Z_c E_{ssec} ;$$

$$D_{33} = A_b E_{bsec} + A_s E_{ssec} . \quad (35)$$

Приведенная площадь бетона сжатой зоны  $A_b$  определяется по формуле

$$A_b = (\xi + \varphi_f) b h_0, \quad (36)$$

где  $\xi$  - относительная высота сжатой зоны;  $\varphi_f$  - коэффициент влияния сжатой арматуры, которые определяются по формулам (161), (164) СНиП 2.03.01-84\*.

Значение  $Z_b$  определяется по формуле

$$Z_b = -(z - Z_s), \quad (37)$$

где  $z$  - расстояние между центрами тяжести усилий в сжатой зоне бетона и растянутой арматуре, которое определяется по формуле (166) СНиП 2.03.01-84\*.

Все геометрические величины ( $\xi$ ,  $z$ ,  $Z_b$ ) определяются без использования итераций, что можно отнести к большому достоинству методики А.А. Гвоздева.

К недостаткам зависимостей по определению указанных геометрических величин относят то, что они носят эмпирический характер, хотя и были установлены на основании обобщения большого количества экспериментов по специально разработанной А.А. Гвоздевым теоретической методике. Диаграммная методика позволяет выполнить их дополнительную проверку и, возможно, в отдельных случаях использовать их в качестве первой итерации, но отказываться от результатов столь большого обобщения экспериментальных исследований не целесообразно.

В связи с определением деформаций на уровне центра тяжести бетона сжатой зоны вносится корректировка в определение секущего модуля, которая установлена в работе [7]. Секущие модули деформации сжатого бетона при кратковременном и длительном действии нагрузки определяются по формуле

$$E_{bsec} = E_b k_2 v, \quad (38)$$

где коэффициент  $v$ , характеризующий упруго-пластическое состояние бетона сжатой зоны, определяется по табл. 35 СНиП 2.03.01-84\* в зависимости от продолжительности действия нагрузки;  $k_2 = 1,5$  - при продолжительном действии нагрузки.

Напряжения в растянутой арматуре на уровне центра тяжести бетона сжатой зоны определяются по формулам:

$$\sigma_s = \frac{M + N(z - Z_s)}{A_s z};$$

$$\sigma_b = \frac{M + NZ_s}{A_b z}. \quad (39)$$

Представленные выше формулы могут быть использованы при определении жесткостей  $D_{11}$ ,  $D_{13}$ ,  $D_{33}$  до уровней напряжений, определяемых до уровня напряжения

$$\sigma_s \leq \sigma_{sel}, \quad \sigma_b \leq 0,7R_{bser}. \quad (40)$$

При нарушении одного из условий высоту сжатой зоны  $\xi$  можно вычислять по линейной интерполяции между высотой, определяемой в момент выполнения условий (40), и высотой, соответствующей моменту исчерпания прочности. Интерполяция выполняется по приведенным моментам  $\bar{M} = M - NZ_s$ .

Модуль деформации растянутой арматуры вычисляется по формуле

$$E_{bsec} = E_s v_s / \psi_s, \quad (41)$$

где  $v_s$  - коэффициент секущего модуля диаграммы деформирования арматуры, определяемый по уровню средних напряжений  $\sigma_s \psi_s$ ;  $\psi_s$  определяется по формуле (9).

Таким образом, показано, что из общей диаграммной методики следуют все известные частные случаи расчёта деформативности и прочности стержневых железобетонных конструкций, включая и методику СП. При этом из всех частных случаев методика А.А. Гвоздева является наиболее предпочтительной, и её следует развивать на основе общего диаграммного подхода.

### Библиографический список

1. Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А. К построению методики расчёта стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов. В сборнике НИИЖБ "Совершенствование методов расчёта статически неопределимых железобетонных конструкций". - М., 1987. - С. 5-23.
2. Байков В.Н., Додонов М.И., Расторгуев Б.С. и др. Общий случай расчёта прочности элементов по нормальным сечениям//Бетон и железобетон. - 1987. - № 6. - С.16-18.
3. СП 52-101-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры". - М.: 2004.
4. СНиП 2.03.01-84\* "Бетонные и железобетонные конструкции". - М, 1987.
5. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. - М.: Стройиздат, 1996. - С. 92-106. - С. 213-220.
6. Карпенко С.Н. Модели деформирования железобетона в приращениях и методы расчёта конструкций. Автореф. на соиск. уч. степ. докт. техн. наук. - М., 2010. - С. 48.
7. Карпенко Н.И., Соколов Б.С., Радайкин О.В. К определению деформаций изгибаемых железобетонных элементов с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры//Строительство и реконструкция. - Госуниверситет УНПК, Орел. - № 2. - С.11-18.
8. Карпенко Н.И., Радайкин О.В. К совершенствованию диаграмм деформирования бетона для определения момента трещинообразования и разрушающего момента в изгибаемых железобетонных элементах//Строительство и реконструкция, Госуниверситет УНПК, Орел. - № 3.

*С.А. ВЛАДИМИРОВ, д-р эконом. наук, проф. (Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный ун-т)*

### **КОМПЛЕКСНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОБЛЕМ ЦЕНООБРАЗОВАНИЯ КРУПНОМАСШТАБНЫХ ИНВЕСТИЦИОННО-СТРОИТЕЛЬНЫХ ПРОЕКТОВ**

**Резниченко В.С., Ленинцев Н.Н., Павлов В.В.**

Определение сметной стоимости крупномасштабных строек на всех стадиях инвестиционного процесса. - М.: 2012, 524 с.

Современная строительная наука и практика остро нуждаются в общепризнанной современной отечественной методологии ценообразования и управления стоимостью строительства с учетом мирового опыта и международных стандартов, а также в системных подходах к определению объективной стоимости и социально-экономической эффективности крупных инвестиционно-строительных программ и проектов с привлечением иностранных инвестиций.

Установление рациональных цен в строительстве, оптимизация на их основе уровня капитальных вложений, исключительно важны в естественных монополиях России, являющихся крупными инвесторами и застройщиками, в частности, для нефтегазового сектора экономики.

При этом особая острота решения стоящих проблем возникает при реализации крупномасштабных высокотехнологичных инвестиционных проектов в труднодоступных и малонаселенных регионах, особенно на полуострове Ямал, Восточной Сибири и Дальнем Востоке, полуострове Камчатка и острове Сахалин, в которых остро ощущается недостаток рабочей силы, преобладают сложные природно-климатические и другие условия осуществления строительства.

Крепким фундаментом для достижения этой цели является уникальная десятилетняя деятельность авторского коллектива (Резниченко В.С. Ананенков А.Г., Чугунов Л.С., Ленинцев Н.Н., Ким А.И., Павлов В.В.), возглавляемого вице-президентом Российской инженерной академии, советником Российской академии архитектуры и строительных наук Резниченко В.С., получившая заслуженное признание и вызывающая определенный интерес ведущих отечественных экономистов и практиков.

Рецензируемая новая книга анализирует и обобщает передовой отечественный и зарубежный опыт ценообразования и оценки стоимости крупномасштабных инвестиционных проектов, с учетом которого впервые в России на основе различного рода и назначения стоимостных показателей разработана современная методология управления стоимостью строительства объектов нефтегазового комплекса для различных участников и всех стадий инвестиционного процесса. Данная работа позволяет значительно по-

высить точность сметных расчетов, за счет наличия в информационной системе базы знаний физических объемов работ и современных технологий по объектам-представителям в отраслях и регионах страны.

Усовершенствованная авторская инновационная система включает в себя базу данных государственных, территориальных и корпоративных элементарных сметных норм, различных показателей затрат в физических измерителях по видам работ и направлениям строительства, базу данных текущих цен на основные виды ресурсов, базу данных конкретных типов объектов в региональном разрезе.

Важной отличительной особенностью и преимуществом настоящей книги является наличие в ней обширного справочного материала в виде аналитических таблиц, характеризующих особенности ценообразования, и систему сметных показателей объектов-представителей в региональном разрезе в ценах 2010 г.

Справочный материал может быть успешно использован для: экспресс-экспертизы стоимости строительства объектов в составе прединвестиционной и предпроектной документации в текущих и прогнозных ценах; определения стоимости строительства объектов на ранних стадиях проектирования в текущих и прогнозных ценах; разработки проектов организации строительства; формирования сметных расчетов в составе конкурсной документации; определения цен на строительную продукцию в составе подрядных договоров; анализа конкурсных предложений отечественных и зарубежных подрядчиков; разработки заданий на проектирование; определения затрат на временные здания и сооружения калькуляционным методом; расчета индивидуальных норм накладных расходов, на основе данных бухгалтерского учета подрядных организаций.

Кроме того, все предлагаемые методы оценки стоимости строительства и механизмы управления стоимостью иллюстрируются примерами формирования сметных расчетов и смет по реальным объектам нефтегазового строительства. Безусловно, основные элементы предлагаемой системы определения объективной сметной стоимости крупномасштабных строек и методы оптимизации затрат инвес-

торов, застройщиков и подрядных организаций могут быть успешно применены в большинстве отраслей и регионов России. Этому объемному труду присущи глубокое теоретическое содержание и строго выстроенная практическая направленность.

Книга состоит из четырех глав. В первой главе книги "Аналитические исследования и сопоставление передовых отечественных и зарубежных показателей сметной стоимости крупномасштабных строений" представлены анализ передового зарубежного опыта определения стоимости строительства объектов, сравнение зарубежных и отечественных удельных показателей стоимости строительства объектов-представителей, унифицированная система территориальных переходных коэффициентов для сравнения стоимостных показателей по различным отраслям и регионам, основные принципы прогнозирования цен на строительную продукцию, анализ предложений зарубежных подрядчиков при строительстве объектов на территории Российской Федерации.

В этой главе обоснована объективная необходимость индивидуального подхода в части подготовки и применения ценообразующей базы к каждому этапу инвестиционного процесса, включая предпроектную фазу и ранние стадии проектирования, для корректного установления необходимых затрат с использованием всего информационного потенциала аналогичных предыдущих проектов.

Стоимость технологического оборудования выделена как базовая функция, с помощью которой при использовании различного рода переходных коэффициентов может быть получена не только полная стоимость объекта, но и уровень отдельных видов затрат, естественно, с точностью счета, отвечающей требованиям, предъявляемым к экспресс-оценке стоимости строительства с учетом структурных изменений затрат, вызванных ужесточением законодательных требований в области охраны окружающей среды и безопасности для здоровья работающих, ростом энергоэкономичности технологического оборудования, быстрым развитием компьютерной техники, повышенными требованиями к системе контрольно-измерительных приборов и автоматики (КИП и А).

Отталкиваясь от сформулированных проблем, опираясь на передовой зарубежный опыт, авторы во второй главе "Современные методические подходы к определению стоимости строительства на разных стадиях инвестиционного процесса" показывают пути совершенствования отечественной сметной нормативной базы, а также механизмы оценки стоимости строительства в составе прединвестиционной, предпроектной, проектной и производственной документации.

Также представлены экспресс-оценка стоимости строительства на основе предпроектной документации, принципы составления и использования укрупненных показателей стоимости строительства (УПСС), методические подходы к расчету коэффициентов, индексов, дефляторов и допустимые пределы

их использования в сметных расчетах, методические подходы к формированию ресурсно-технологических моделей (РТМ) и ресурсно-ранжирный метод определения стоимости строительства в режиме реального времени, обоснование пределов допустимой точности сметных расчетов в зависимости от уровня предпроектной и проектной проработки, существующая сметно-нормативная база и пути ее развития, современные подходы к территориальному сметному ценообразованию при составлении сметной документации ресурсным методом на крупные стройки со сложными транспортными условиями доставки грузов, мониторинг и прогнозирование объемов капложений, включая инфляционные процессы в строительстве.

Содержание предлагаемой авторами инновационной системы ценообразования и управления стоимостью в строительстве раскрыто в третьей главе книги "Совершенствование методологии формирования сводного сметного расчета (ССР) стоимости крупномасштабных строений с учетом повышения достоверности стоимостных показателей на всех стадиях инвестиционного процесса". С позиций системного подхода определены цели, задачи и функции различных участников инвестиционного процесса по управлению стоимостью строительства, принципиальные алгоритмы решения прикладных задач на различных стадиях инвестиционного процесса.

В отличие от существующих методик сметных расчетов предлагаемая система позволяет определить, с достаточной точностью, стоимость строительства на различных стадиях разработки инвестиционного проекта при любой доступной пользователю полноте исходных данных по объекту.

В главе отражены системно обоснованные требования к разработке сводного сметного расчета стоимости строительства, к определению стоимости подготовительных работ по первой главе ССР, также отражены пути совершенствования методов определения затрат на временные здания и сооружения по главе 8 ССР, уточнен состав прочих работ и затрат по главе 9 ССР с учетом специфики линейных объектов.

Принципиальное отличие предложенных авторами методов от существующих заключается в более углубленном рассмотрении всех элементов затрат, выявляя их физическую и экономическую суть. Например, применение методов расчета стоимости, учитывающих не процентные показатели, а дифференцированную оценку, как это предусматривают международные требования, подтверждено успешными результатами при заключении договоров на возведение крупномасштабных объектов. Это чрезвычайно важный аспект рассматриваемой проблемы, поскольку указанные предложения позволяют более точно рассчитывать лимитированные прочие затраты, составляющие достаточно весомую часть сметной стоимости строительства.

В четвертой главе "Особенности ценообразования по крупномасштабным и территориально

**удаленным стройкам"** представлены способы формирования информационных карт (опросных листов) с отражением в них транспортных условий завоза грузов, местных тарифов, условий накопления и хранения МТР и оборудования, затрат на устройство и содержание временных дорог (в том числе "зимников"), особых условий оплаты труда рабочих, тарифных ставок, районных коэффициентов, северных надбавок, цен на эксплуатацию строительной техники, правил определения затрат на привозные строительные материалы, изделия, конструкции и технологическое оборудование в зависимости от условий их транспортировки, затрат на строительство и содержание временных зданий и сооружений, правил определения затрат труда при составлении элементных сметных норм на отдельные виды строительно-монтажных работ, правил определения затрат на технологическое оборудование, затрат на основе различного рода процентных нормативов, правил расчета индивидуальной нормы накладных расходов на основе данных бухгалтерского учета подрядных организаций.

Авторами обоснованы конкретные основные направления дальнейших исследований и разработок в части методических подходов к актуальным вопросам сметного ценообразования и определения стоимости крупномасштабных строек в особо сложных условиях строительства.

**В заключение можно порекомендовать авторам следующие направления работы** в случае переиздания книги:

- рассмотрение подсистемы корпоративного лимитирования отдельных видов затрат при заключе-

нии подрядных договоров и установлении договорных цен как основы для оптимизации планов капитальных вложений;

- более подробного освещения проблемы снижения стоимости крупномасштабного строительства за счет повышения эффективности конкурсного отбора инвесторов, подрядчиков и поставщиков ресурсов и оборудования.

Некоторые предложения по определению сметной стоимости крупномасштабных строек на всех стадиях инвестиционного процесса являются дискуссионными и требуют проведения дальнейших исследований.

Высказанные замечания и пожелания не снижают достоинств рецензируемой книги. В целом она представляет собой крупный вклад в решение научных и практических проблем ценообразования и управления стоимостью строительства для современной России, а также повышения эффективности планирования капитального строительства и управления инвестиционными проектами. Книга будет полезна работникам органов государственного управления, научных, проектных, строительных, снабженческих и других организаций, занятых в сфере инвестиционно-строительной деятельности, а также профессорско-преподавательскому составу вузов, аспирантам и студентам.

*По вопросам приобретения книги можно обратиться в ООО "Росарм Бразерз" по адресу: 107076, г. Москва, ул. Матросская тишина, 23/7, офис 11. Тел. (499) 268-13-01, факс (499) 268-15-60*

---

## Информация

---

**Скоробогатов С.М.**  
**Катастрофы и живучесть железобетонных сооружений (классификация и элементы теории).** - Екатеринбург: УрГУПС, 2009. - 512 с.

Предложена классификация техногенных строительных катастроф для железобетонных сооружений по степени предсказуемости. Термины катастроф заимствованы из одной из классификаций для природных геологических катастроф. В самом общем виде катастрофы подразделяются на медленные ("тренд", "экстремум") и быстрые ("срыв").

Предложенная классификация оказалась более обоснованной и предметной. Автору удалось классифицировать роль человеческого фактора в проявлении катастроф. Катастрофы типа "тренд" и "срыв" во многом зависят от организационных и социальных факторов, "экстремум" – от незнания свойств материала при работе в конструкции, т.е. от научно-технических проблем (достаточно подробно рассмотренных в настоящей монографии).

В стадии предразрушения массивные тела превращаются в иерархическую систему блоков, вложенных друг в друга и разделенных сквозными или прерывистыми трещинами. Раскрытие неопределенности в трещинообразовании от начала до конца нагружения впервые описывается с помощью информационной энтропии при независимом ступенчатом появлении сигналов о разрыве связей между блоками.

Новая концепция определения состояния конструкции при любой степени нагружения заключается в применении полученно-

го автором параметра резерва живучести конструкции, совпадающего по характеру изменения с информационной энтропией, что позволяет ввести в расчеты масштабный коэффициент. Введение в проектную практику нового критерия живучести означает расчет на продольную трещиностойкость сжатых зон изгибаемых конструкций, т.е. новый этап расчета в нормативной методике предельных состояний – повышается долговечность конструкций. Новый параметр резерва живучести с учетом масштабного коэффициента способствует при обследовании установлению состояния конструкции, поврежденной нагрузкой неизвестной величины, и определению целесообразности и способов усиления. В монографии приводится анализ причин разрушения наиболее известных техногенных строительных катастроф.

Книга адресована научно-техническим работникам при проектировании в целях сохранения окружающей среды от техногенных и природных катастроф, при определении сейсмоопасных для проживания и строительства регионов, а также при обследовании, усилении, восстановлении и реконструкции зданий и сооружений в условиях ликвидации последствий от катастроф и аварий.

*По вопросам приобретения книги обращайтесь в Издательство УрГУПС: 620034, г. Екатеринбург, ул. Колмогорова, 66, к. 51-13  
Телефон: (343)221-2490  
E-mail: akolytshev@rio.usurt.ru*

Возможна оплата как за наличный, так и по безналичному расчету.

**Шилин А.А. Кирпичные и каменные конструкции. Повреждения и ремонт:** Учебное пособие для ВУЗов. - М.: издательство "Горная книга", издательство Московского государственного горного университета, 2009. - 214с.: ил. (Стройтехиздат)

В книге изложены важнейшие принципы и методы диагностики и оценки состояния каменных и кирпичных строительных конструкций. Дан серьезный анализ особенностей эксплуатации каменных и кирпичных зданий и сооружений.

Рассмотрены современные технологии и материалы для ремонта, реставрации, а также защиты от воздействий окружающей среды и несоблюдения правильного эксплуатационного режима.

Описаны и систематизированы различные типы и виды повреждений и дефектов конструкций. Проанализированы причины, их вызывающие.

В книге обобщены результаты многолетнего изучения отечественного и зарубежного опыта ремонта и реставрации кирпичных и каменных конструкций, включая более чем двадцатилетний опыт автора, полученный им при выполнении подобных работ на объектах различного назначения.

В книге собран богатейший иллюстративный материал – технологические схемы, рисунки, чертежи, а также большое количество фотографий из разных городов и стран.

**Методы контроля качества материалов и строительных конструкций. Лабораторный практикум / Шилин А.А., Кириленко А.М., Загоршменный А.И. и др. / Под ред. проф., д.т.н. Шилина А.А. - М.: издательство "Горная книга", издательство Московского государственного горного университета, 2009. - 214с.: ил. (Стройтехиздат)**

В лабораторном практикуме описаны методы, основанные на многолетнем опыте практических и научно-исследовательских работ по контролю качества строительных конструкций и материалов с учетом самых современных разработок, используемых в мировой и отечественной практике.

Рассмотрены схемы применения методов неразрушающего и разрушающего контроля для оценки состояния строительных конструкций. Приведены примеры наиболее типичных видов дефектов и повреждений конструкций и сооружений.

Описаны виды и типы самых современных приборов, используемых для определения и оценки самых различных параметров и характеристик конструкций и материалов.

Даны практические, а также научно-теоретические рекомендации для специалистов, занимающихся вопросами диагностики и оценки состояния строительных конструкций.

Книга рекомендована также как учебное пособие для студентов и аспирантов соответствующих ВУЗов и специальностей.

Книга оснащена богатым справочно-иллюстративным материалом.

**Шилин А.А. Ремонт строительных конструкций с помощью инъецирования:** Учебное пособие для ВУЗов. - М.: издательство "Горная книга", издательство Московского государственного горного университета, 2009. - 170с.: ил. (Стройтехиздат)

В книге рассматриваются практически все аспекты использования современных инъекционных технологий при строительстве, ремонте, реставрации и усилении конструкций и сооружений различного назначения, а также при укреплении грунтовых и породных массивов.

Описаны технологии герметизации трещин и пористых участков в кирпичных, каменных и железобетонных конструкциях; упрочнения кирпичных, каменных и трещиноватых бетонных конструкций больших размеров; заполнения пустот в конструкциях и за ними.

Приведены варианты технических приемов и проектных решений, а также принципы расчета параметров инъецирования.

Описано большое число практических примеров применения новейших материалов для инъецирования, приведены технические характеристики.

Рассмотрены способы нагнетания, виды используемого оборудования.

Значительное внимание уделено такому важному фактору, как контроль производства инъекционных работ.

Книга написана на основе изучения зарубежного и отечественного опыта, а также многолетних научных и практических работ автора в этой области.

Книга оснащена богатым справочно-иллюстративным материалом.

**По вопросу приобретения книг обращаться в ЗАО "Триада-Холдинг"**

123308 г. Москва, пр-т Маршала Жукова, д.6, стр.2

Тел.: (495) 956-15-04; 956-18-52; 234-16-10

E-mail: [info@triadaholding.ru](mailto:info@triadaholding.ru)

Редакционная коллегия: Ю.М. Баженов, В.М. Бондаренко, Ю.С. Волков, В.В. Гранев, А.И. Звездов (главный редактор), Ю.П. Назаров, В.А. Рахманов, А.С. Семченков, А.Г. Тамразян, В.Р. Фаликман, Ю.Г. Хаютин, А.А. Шлыков (зам. главного редактора)

Подписано в печать 27.11.12. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1  
Усл.печ.л. 4,0. Тираж 930 экз. Заказ №

Адрес для писем:  
111672, Москва, ул. Новокосинская, д. 14, корп. 2, кв. 172

E-mail: [magbeton@rambler.ru](mailto:magbeton@rambler.ru)

<http://www.cstroy.ru/kindwork/izdat/beton>

Тел. (495) 703-9762

Отпечатано в ООО "Фирма "ФИЛОМАТ"  
109033, Москва, Волочаевская ул., д. 40