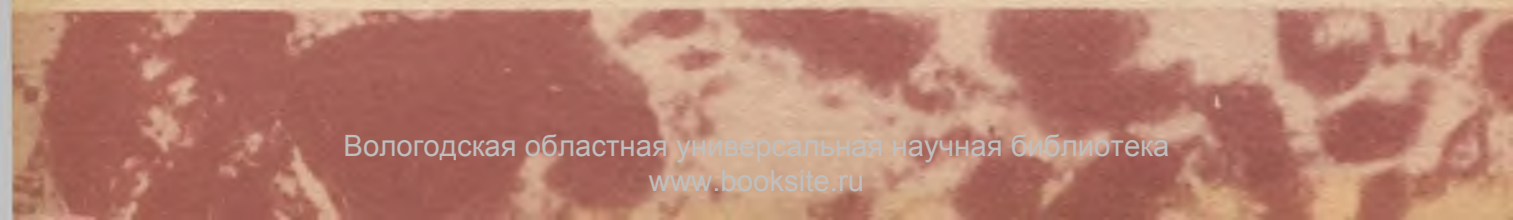
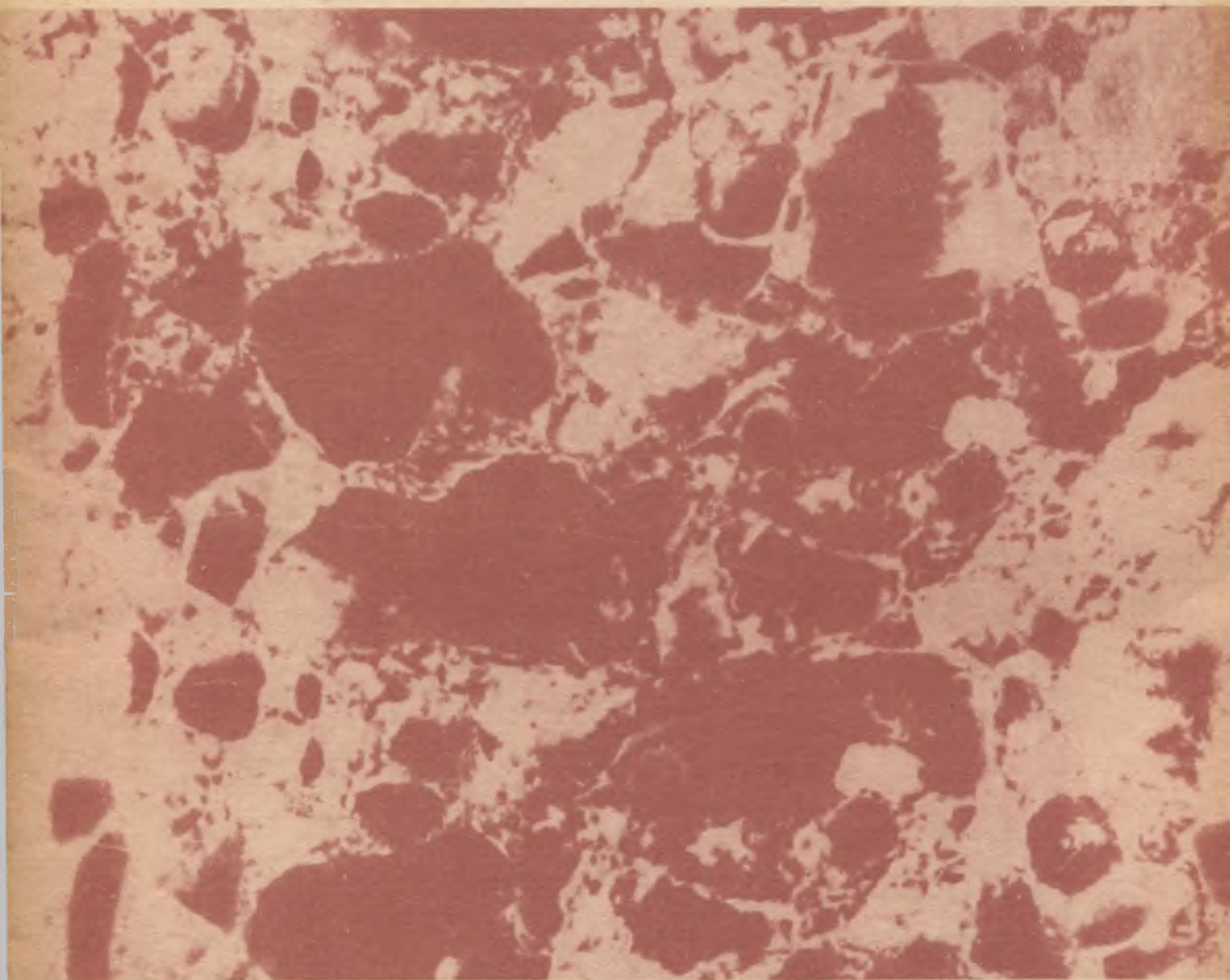


# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4

1992





## *Всем заинтересованным в снижении:*

- стоимости железобетонных конструкций — до 10 %
- расхода стали — до 20 %
- расхода бетона — до 10 %

**НИИЖБ предлагает  
сотрудничество.**

Улучшение технико-экономических показателей вновь проектируемых и уже выпускаемых конструкций достигается за счет совершенствования проектных решений без дополнительных капитальных затрат.

Используются разработанные в лаборатории теории железобетона НИИЖБа методы проектирования, основанные на теориях оптимизации и надежности и позволяющие выбирать наилучшие сочетания параметров конструкции.

Методы применимы к любым конструкциям, работающим при любых воздействиях.

*Многолетний опыт применения методов показал их высокую эффективность.*

*Обращаться по адресу:*

*109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6,  
НИИЖБ.*

*Контактные телефоны: 174-86-77 Залесов А. С.,  
174-88-63 Краковский М. Б.*

## СОДЕРЖАНИЕ

### Конструкции

- Набатников А. М., Сапрыкин В. Ф.* Вариантное проектирование многопустотных панелей перекрытий 2
- Деминов П. Д., Сушкова С. П.* Влияние рамной обстойки связевого каркаса с напрягаемой арматурой на работу здания 3
- Маркус Я. И., Драгинич В. В.* Оценка состояния составных балок покрытия 5

### Бетоны

- Баженов Ю. М., Алимов Л. А., Воронин В. В.* Принципы определения состава бетона на основе вяжущих низкой водопотребности 6

### В помощь проектировщику

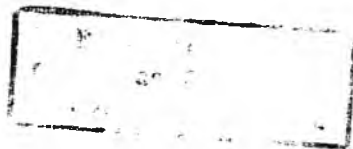
- Чиненков Ю. В., Дорожкова И. А.* Расчет на косоу изгиб трехслойных панелей ленточной разрезки
- Ермуханов К. Е.* Обобщенный анализ расчета прочности плит на продавливание по отечественным и зарубежным нормам 11
- Клименко Ф. Е., Кваша В. Г., Мельник И. В.* Сопротивление преднапряженных балок многократно повторяющейся нагрузке нестационарных режимов 13
- Баклушев Е. В.* Влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки на надежность внецентренно сжатых элементов 16

### Долговечность

- Гуркис В. В.* Морозосолеустойкие бетоны 18

### Стандарты и нормативные документы

- Хаютин Ю. Г., Дорф В. А.* О строительных нормах на производство бетонных работ 20
- Гольшев А. И., Жадановский Б. В., Каграманов Р. А.* По поводу статьи Ю. Г. Хаютина и В. А. Дорфа «О строительных нормах на производство бетонных работ» 22
- Подлесных В. А., Пятковская Н. С.* Практика применения стандартов на железобетонные конструкции 23
- Пирогов В. А.* Назначение состава бетона и его коррекция 24
- Гершанович Г. Л.* О стандартизации методов испытаний и контроля качества бетона 26
- Дорф В. А., Хаютин Ю. Г.* О метрологическом подходе к контролю качества бетонной смеси и ее компонентов 29



УДК 624.072.2.012.35

А. М. НАБАТНИКОВ, В. Ф. САПРЫКИН, инженеры (МИСИ)

## Вариантное проектирование многопустотных панелей перекрытий

Многопустотные плиты, являясь наиболее распространенными для перекрытий жилых, общественных и некоторых промзданий, составляют 50...70 % объема применяемых в них сборных железобетонных конструкций.

Номенклатура используемых в настоящее время многопустотных плит перекрытий достаточно велика. Эти изделия шириной 1...2,4 м, длиной 1,6...12 м, высотой 220 и 300 м выпускают многие предприятия сборного железобетона под полезную нагрузку 4...12,5 кН/м<sup>2</sup>.

Длинномерные многопустотные плиты перекрытий ( $l \geq 4,8$  м) проектируют с преднапряжением рабочей арматуры классов А-IV, Ат-IV, А-V, Ат-V, короткомерные многопустотные плиты ( $l \leq 4,2$  м) без преднапряжения с армированием плоскими сварными сетками из арматуры классов Вр-I и А-III.

Для короткомерных плит преднапряженная высокопрочная арматура неэффективна вследствие больших потерь преднапряжения, отсутствия специальных силовых опалубочных форм, перерасхода напрягаемой арматуры из-за соблюдения требований по максимально допустимому расстоянию между стержнями и др.

Известные варианты армирования многопустотных плит перекрытий обладают недостатками, приводящими в реальных условиях к перерасходу арматурной стали и увеличению трудоемкости. Так при армировании панелей только преднапряженной арматурой чаще всего не удается с минимальным расходом из-за несовершенства сортамента подобрать армирование плит из стержней одного диаметра, и приходится применять в одном изделии стержни разных диаметров. Потребность в стержнях разных диаметров возникает также при выпуске в условиях одного предприятия многопустотных плит под разную нагрузку, различной

длины и ширины. Это приводит к необходимости иметь на заводских складах арматурные стержни разного диаметра и класса, что значительно усложняет обеспечение необходимой арматурой. Кроме того, при этом повышается вероятность выпуска изделий с пониженной несущей способностью вследствие ошибочной установки стержней меньшего диаметра.

Недостаток армирования короткомерных ненапряженных многопустотных плит заключается в повышении трудоемкости изготовления арматурных сеток с применением стержневой арматуры, так как на большинстве заводов такие сетки сваривают на одноточечных станках. Кроме того, при армировании плит сетками увеличивается расход арматурной стали на нерабочие поперечные стержни сеток.

Один из способов повышения эффективности армирования многопустотных плит заключается в применении смешанного армирования для длинномерных и короткомерных плит. При этом предполагаются установка напрягаемой и ненапрягаемой арматуры одного или разных классов, а также использование в рабочем армировании плит только ненапрягаемой арматуры при сочетании в одном изделии арматуры различных классов.

При этом кроме экономии арматурной стали появляется возможность унификации отдельных арматурных элементов, что весьма существенно в реальных условиях выпуска плит на предприятиях сборного железобетона.

Предложения по армированию длинномерных многопустотных панелей, позволяющие избежать недостатки типового решения и доведенные до рабочего проекта, приведены в источниках [1, 2]. Установление экономичных вариантов армирования короткомерных плит усложняется большим

числом типоразмеров плит перекрытий и стремлением максимально при этом унифицировать все параметры арматурных изделий (стержней, сеток, каркасов). С учетом этих условий для плит перекрытий шириной 1 и 1,2 м под полезную нагрузку 6000 и 8000 Н/м<sup>2</sup> разработано по несколько вариантов армирования для каждого типоразмера плиты. При этом все варианты по расходу арматуры имеют лучшие показатели по сравнению с типовым решением. Наличие же нескольких вариантов армирования на каждый типоразмер плиты дает возможность при отсутствии на заводе арматуры для одного из вариантов армирования перейти на другой.

Варианты армирования предусматривают применение только сеток из проволоки  $\varnothing 3...5$  Вр-I с различным шагом рабочих стержней или сеток с дополнением обычных или преднапряженных стержней, или одних преднапряженных стержней в зависимости от нагрузки и пролета плиты. Арматуру различных классов для каждого варианта армирования подбирали с учетом достижения полных расчетных сопротивлений в конечной стадии работы плиты.

Все варианты армирования короткомерных плит позволяют обеспечить требования норм при расчете плит по обеим группам предельных состояний. Выбор наиболее эффективного варианта армирования плит предполагается осуществлять графоаналитическим методом.

Для этого для каждой группы плит одной ширины и под одну расчетную нагрузку строят график в координатах «пролет — усилие в арматуре» и откладывают усилие, которое может быть воспринято двумя, тремя или четырьмя стержнями одного диаметра или комбинацией стержней разного диаметра и класса (см. рисунок). При определении усилия, воспринимаемого ар-

Марка панели	Расход арматуры, кг		Экономия арматуры, %
	по типовому проекту	по предлагаемому вариантам	
ПК 42.12-8	23,84/33,88	17,34/24,06	27,0
ПК 36.12-8	17,61/24,67	14,63/18,89	17,0
ПК 30.12-8	12,74/17,47	10,73/11,88	15,8
ПК 27.12-8	9,8/13,13	9,45/10,63	1,6
ПК 24.12-8	8,41/11,07	7,95/8,63	5,5
ПК 42.10-8	20,7/29,34	15,07/21,64	27,2
ПК 36.10-8	15,76/21,94	13,21/15,26	16,2
ПК 30.10-8	11,20/15,20	9,71/10,79	13,3
ПК 27.10-8	8,87/11,76	8,39/8,78	5,4
ПК 24.10-8	7,58/9,85	7,22/7,84	4,7

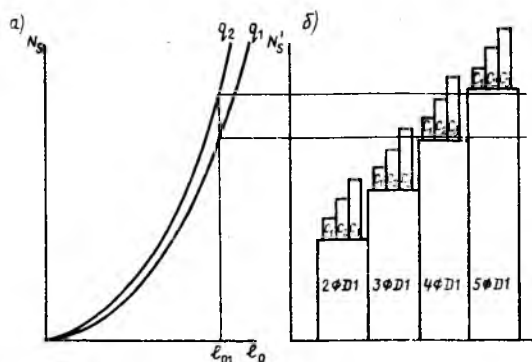
Перед чертой — натуральный; после черты — приведенный к классу А-1.

**Графоаналитический метод** подбора возможного и наиболее экономичного армирования короткопролетных многопустотных плит перекрытий

а — усилия в арматуре при заданных пролете и нагрузке; б — диаграмма усилий в арматуре плиты при заданном армировании;

$$N_s = \frac{M}{\eta h_0}$$

$$N'_s = \gamma_{сб} R_s A_s$$



матурой, можно сразу учесть коэффициент  $\gamma_{сб}$ , который для плит всегда равен коэффициенту  $\eta$ , так как в плитах перекрытий нейтральная ось практически всегда проходит в полке и в этом случае  $\xi < 0,5\xi_R$ . На рисунке представлен вариант подбора армирования из стержней  $\varnothing D1$  и сетки с  $6\varnothing D2$ ,  $D3$  или  $D4$ . Так, для плиты пролетом  $l_{01}$  под нагрузку  $q_1$  возможны следующие варианты:  $3\varnothing D1 + 6\varnothing D4$ ;

$4\varnothing D1 + 6\varnothing D2$ ;  $5\varnothing D1$ . А для плиты такого же пролета под нагрузку  $q_2$  —  $4\varnothing D1 + 6\varnothing D4$ ;  $5\varnothing D1$ .

Из возможных вариантов можно принять те, которые имеют минимальный расход арматуры или отвечают требованиям унификации: в данном случае для первой плиты —  $4\varnothing D1 + 6\varnothing D2$ , а для второй —  $4\varnothing D1 + 6\varnothing D4$ . Требования унификации могут оказаться

решающими, так как разница в расходе арматуры между отдельными вариантами иногда весьма незначительна. Подобным способом можно подбирать варианты замены армирования в случае отсутствия стержней необходимого по проекту диаметра.

В таблице приведены показатели расхода арматурной стали для короткопролетных плит перекрытий из тяжелого бетона в сравнении с типовым решением, подтверждающие экономическую эффективность предложенных вариантов армирования.

## Выводы

Вариантное армирование короткопролетных многопустотных плит позволяет в условиях реального производства унифицировать арматурные элементы для широкого диапазона изделий при одновременном сокращении расхода арматурной стали по сравнению с существующими проектными решениями.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Применение смешанного армирования при унификации продольной напряженной арматуры многопустотных панелей перекрытий // Н. Г. Головин, Л. Н. Вангеласт, В. Ф. Сапрыкин и др. // Промышленность сборного железобетона. — Науч.-техн. реф. сб. — Вып. 6. — М.: ВНИИЭСМ, 1982. — С. 19—23.
2. Головин Н. Г., Трифонов И. А., Сапрыкин В. Ф. Эффективность смешанного армирования сборных железобетонных конструкций // Совершенствование методов расчета и проектирования строительных конструкций и способов их возведения. — М.: МИСИ, 1985. — С. 62—67.

УДК 691.87:693.554

П. Д. ДЕМИНОВ, С. П. СУШКОВА, кандидаты техн. наук (МИСИ)

## Влияние рамной обстойки связевого каркаса с напрягаемой арматурой на работу здания

Конструктивную систему каркасных зданий, называемую югославской, широко применяют в нашей стране. ТбилЗНИИЭП, Курортпроект и МНИИТЭП разрабатывают предложения по использованию ее в составе московского унифицированного каркаса.

Рассматриваемая конструктивная система состоит из плоских перекрытий, обжатых в двух направлениях и опирающихся на колонны без консолей. Плиты пере-

крытий монтируются на временные столики, устанавливаемые на колонны. После зачеканки зазоров между плитами и колоннами в промежутках между соседними плитами перекрытий натягивают канатную арматуру в двух направлениях в плоскостях продольной и поперечной рам здания. Арматурные канаты протягивают через отверстия в колоннах, анкеруют с одной стороны и натягивают домкратами с противоположной стороны, после

чего промежутки между плитами перекрытий замоноличивают.

В результате создается пространственная система с колоннами, жестко связанными с монолитными ригелями, не выступающими из плоскости перекрытий, и узлами трения, воспринимающими сдвигающие усилия, передающиеся с перекрытия на колонну.

Пространственная жесткость каркаса в рассматриваемом конструктивном решении обеспечивается набором связевых элементов, устанавливаемых в двух направлениях и воспринимающих горизонтальную нагрузку. Однако вследствие предварительного обжатия перекрытий канатной арматурой появляются узлы каркаса, обладающие определенной жесткостью на изгиб. Жесткие узлы сопряжения

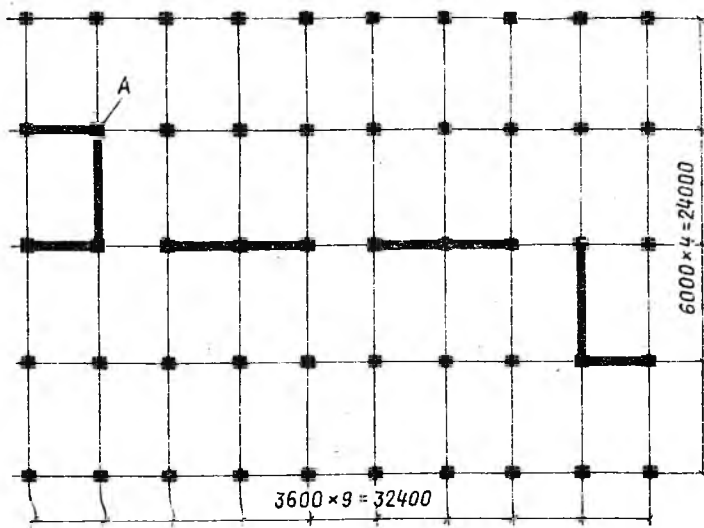


Рис. 1. План здания

перекрытий с колоннами при работе каркаса на горизонтальную нагрузку в некоторой степени разгружают связевые элементы здания, что может привести к уменьшению их числа или облегчению связи сдвига в пилонах между колоннами и диафрагмами жесткости.

Податливость узлов сопряжения колонн с перекрытиями при изгибе в первом приближении можно принимать малой, т. е. узел является практически жестким. На самом деле податливость каркаса с натяжением арматуры в построечных условиях конечна, однако, поскольку пока отсутствуют данные о фактической жесткости узлов, оценивают влияние на работу каркаса узлов, в которых ось ригеля не имеет поворота относительно оси колонны.

Для установления влияния жесткости узлов рамной обстройки на работу здания на горизонтальные нагрузки в МИСИ провели расчеты 16-этажного гражданского здания высотой 59,4 м (рис. 1).

Для анализа влияния жесткости узлов рамы на перемещения здания и на усилия в элементах пилонов удобно использовать дискретно-континуальную модель\*. Сущность ее заключается в том, что связи сдвига пилонов (сварка закладных деталей надпроемные перемычки в стенах жесткости, ригели рамной обстройки и т. п.) считают непрерывно распределенными по высоте здания. Задача сводится к системе дифференциальных уравнений, число которых равно числу верти-

кальных швов между столбами пилонов. Решение системы этих уравнений не представляет принципиальной сложности и автоматизированно.

В каркасе здания без рамной обстройки на деформативность существенно влияет податливость связей сдвига, которая характеризуется углом наклона столба при единичной перерезывающей силе в связи сдвига.

При сварке закладных деталей колонны и стенки жесткости между собой образуются связи сдвига. Если закладная пластина колонны соединяется арматурными стержнями с другой пластиной, расположенной на противоположной грани колонны, а закладная деталь диафрагмы приварена к ее рабочей

продольной арматуре, то единичное сдвиговое перемещение в этом случае на основе экспериментальных данных  $\varphi = 0,12 \cdot 10^{-8}$  м/Н.

Кроме связей сдвига в виде сварки закладных деталей в состав пилонов входят связи сдвига в виде монолитного ригеля, преднапряженного в построечных условиях. Стык трения ригеля с колонной может воспринимать вертикальную силу, и, вследствие своей конечной податливости будет сопротивляться сдвиговым деформациям. Единичное сдвиговое перемещение ригеля  $\varphi = 0,5 \cdot 10^{-8}$  м/Н.

Податливость плотных связей сдвига

$$s = \frac{\varphi b}{h}$$

где  $h$  — расстояние между связями по высоте;  $b$  — расстояние между осями соединенных вертикальных столбов в данном случае колонны и диафрагмы, входящие в состав пилонов.

В каркасном здании с рамной обстройкой кроме плотных связей сдвига на деформативность здания влияют монолитные ригели. Они сопротивляются изгибу и сдвигу, поэтому их можно рассматривать как связь сдвига.

В данном случае при действии ветровой нагрузки вдоль оси характеристики податливости ригеля пролетом  $l = 6$  м для крайних пролетов  $s_{кр} = 9,18 \cdot 10^{-4}$ , для средних пролетов  $8,98 \cdot 10^{-4}$  м/кН.

Податливость ригелей подсчитали для колонн сечением  $40 \times 40$  см из бетона класса В35, армированных  $4 \varnothing 36A-III$  и ригелей сечением  $40 \times 22$  см из бетона класса

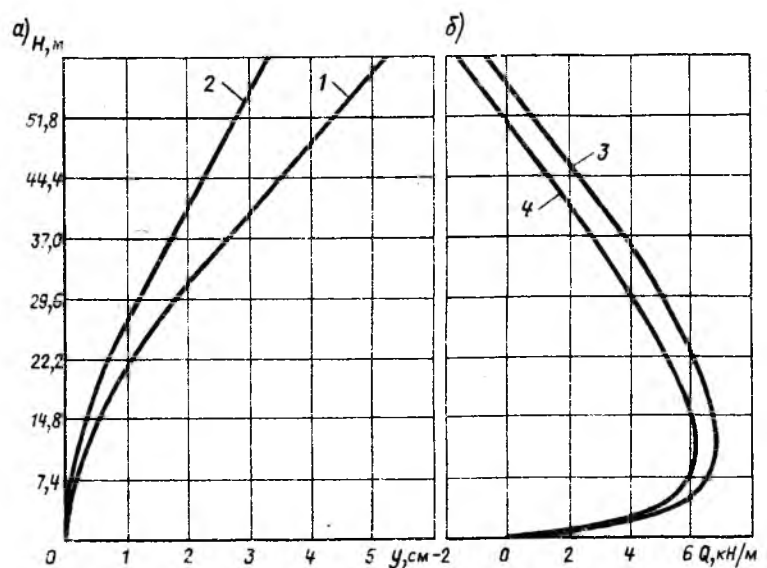


Рис. 2. Перемещения центра жесткостей здания (а) и эпюры перерезывающих сил в связи сдвига (б)

1 — без учета жесткости сопряжения ригеля с колонной или с учетом жесткости только узлов ригелей; 2 — с учетом полной жесткости узлов; 3 — без учета жесткости монолитных ригелей и их узлов; 4 — с учетом жесткости узлов рамы

\* Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов / П. Ф. Дроздов, М. И. Додонов, Л. Л. Паньшин, Р. П. Сарухания. — М.: Стройиздат, 1986. — 350 с.



В25, армированных  $3\phi 15$  К-7 (высота этажа  $h=3,3$  м).

В рассматриваемом здании податливость плотных связей сдвига для стен жесткости пролетом 3,6 м при сварке закладных деталей через 1,1 м по высоте пилона  $s=7,33 \cdot 10^{-7}$ , для монолитного преднапряженного ригеля в составе пилона  $s=91,7 \cdot 10^{-7}$  м/кН. Для стен жесткости пролетом 6 м при сварке через 1,1 м по высоте пилона  $s=4,4 \cdot 10^{-7}$ , для преднапряженного ригеля в составе пилона  $s=55 \cdot 10^{-7}$  м/кН.

При расчете каркаса без учета рамной обстойки в расчет вводили 22 столба (13 колонн и 9 диафрагм) и 18 плотных связей сдвига (по числу швов между колоннами и диафрагмами). При расчете каркаса с учетом жесткости узлов в расчет вводили 59 столбов (50 колонн и 9 диафрагм) и 56 связей сдвига (38 ригелей пролетом 6 м и 18 плотных связей сдвига).

В результате расчетов по про-

грамме Авторяд-ЕС получили перемещения центра жесткости здания и усилия в связях сдвига и столбах пилонов для каркаса без учета жесткости узлов ригелей с колонной и с учетом жесткости этих узлов для II ветрового района.

Учет жесткости узлов монолитных преднапряженных в процессе монтажа зданий ригелей существенно влияет на общую деформативность здания. Как видно из рис. 2, прогибы верха здания уменьшаются с 5,69 для случая, когда жесткость узлов не учитывали до 3,54 см для случая, когда жесткость узлов учитывали. Таким образом, рамная обстойка существенно влияет на общую деформативность каркаса. В связи с этим рассчитали это же здание при отсутствии в нем диафрагм жесткости. В этом случае прогибы центра тяжести увеличиваются до 12,7, что больше допустимого значения ( $H/500=59, 4/500=11,8$  см). Следовательно, для данного здания

совсем отказаться от пилонов не возможно, однако существенно сократить их число вполне допустимо.

На рис. 2, показаны эпюры перерезывающих сил в связи сдвига А, выбранной из предположения, что будет одной из наиболее нагруженных. Как видно из рис. 2, сдвигающие усилия этой связи уменьшаются на 10 %, если учитывать жесткость узлов рамы по сравнению с каркасом, в котором жесткость монолитных ригелей и их узлов не учитывают.

### Выводы

Наличие жесткой обстойки в конструктивной системе каркасных зданий с преднапряжением арматуры ригелей во время монтажа существенно влияет на деформативность здания в целом и усилия в столбах пилонов. Это дает возможность уменьшить число пилонов по сравнению с обычным связевым каркасом.

УДК 624.072.2

Я. И. МАРКУС, В. В. ДРАГИНИЧ, кандидаты техн. наук (НИИСК)

## Оценка состояния составных балок покрытия

В 60-х годах в покрытиях промышленных зданий достаточно широко применяли собираемые из блоков двускатные балки, армированные стержнями, напрягаемыми на бетон (серия ПК-01-07). Натяжение арматуры из стали 25ГС производили при укрупнительной сборке, причем каналы в блоках, а также вертикальные швы между ними запотняли раствором.

На некоторых объектах вследствие недостатков при сборке и неудовлетворительной эксплуатации конструкции оказались дефекты, вызвавшие необходимость их замены или усиления.

Разработанная программа оценки состояния балок включает определение фактических нагрузок, нахождение параметров (прочность бетона, сцепление арматуры с бетоном, состояние вертикальных швов), установление фактических прогибов балок, расчет изгибаемых элементов переменного сечения с учетом фактических характеристик, сопоставление расчетных и фактических прогибов, оценку уровня преднапряжения арматуры и состояния балок.

Методика реализована при реконструкции цеха № 1 завода Киевского ДСК-3. При этом изучали состоящие балок пролетом 18 м, марки БНСД-18-3 (рис. 1). Фактическая длительная нагрузка по данным замеров составила  $4,5$  кН/м<sup>2</sup>. Параметры оценивали с использованием комплекса методов неразрушающего контроля. Ультразвуковой метод реализовывали способом сквозного прозвучивания с использованием УКБ-1М (по ГОСТ 17624—87). Толщину

защитного слоя бетона и расположение арматуры определяли с помощью прибора ИЗС-10Н (ГОСТ 22904—708). Прочность бетона устанавливали методом скалывания с помощью прибора ГПНС-4 (по ГОСТ 22690.4—77).

Привязку скоростей ультразвукового контроля прочности бетона при сжатии производили для шести балок вследствие проведения совместных ультразвуковых и механических испытаний. Сцепление рабочей арматуры с бетоном в опор-

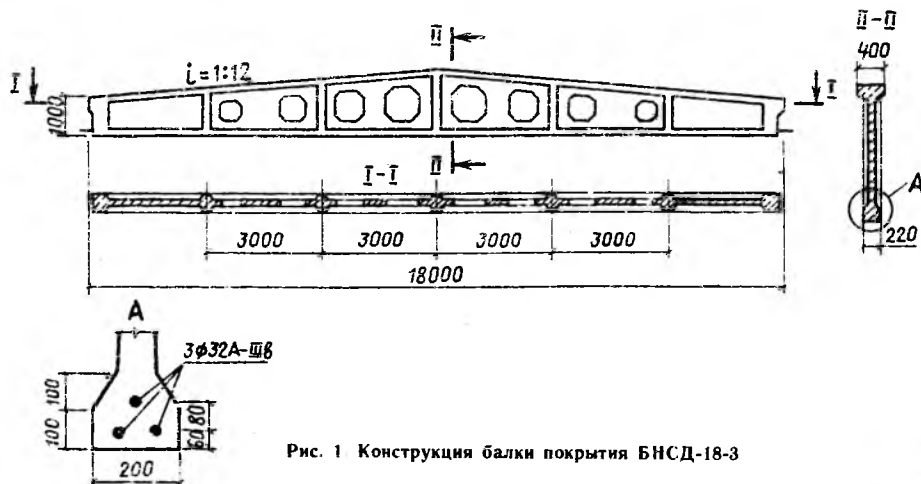


Рис. 1 Конструкция балки покрытия БНСД-18-3

ных зонах определяли по методике НИИСКА. При этом излучатель устанавливали на выступающий из балки торец арматуры, а приемник перемещали по поверхности балки.

В результате установлено, что прочность бетона  $R_{min} = 32,3$ ,  $R_{max} = 50,4$  МПа,  $v_R = 0...13$  %, толщина защитного слоя 2,5 см, нарушения сплошности стыков и нарушений сцепления арматуры нет.

Прогибы для двадцати обследованных балок, установленные с помощью нивелира, составили 1...6,7 см.

Балки рассчитывали с использованием разработанной НИИССКОМ программы ENSEKTN. При этом балку разделяли на шесть участков (по числу блоков) и находили предельные нагрузки (по фактическим характеристикам), кривизну и перемещения сечений, ширину раскрытия трещин (рис. 2).

Сопоставление опытных и расчетных данных свидетельствовало о

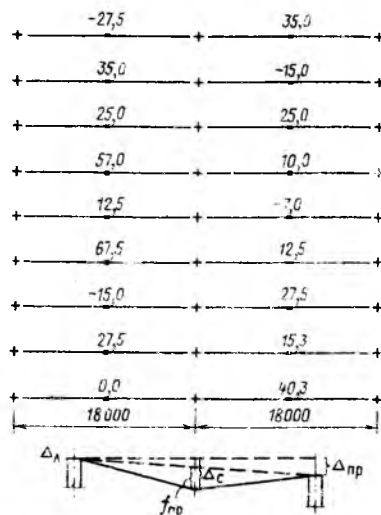


Рис. 2. Результаты геодезических измерений отметок низа балок

$$f_{пр} = \Delta_c - \frac{\Delta_l + \Delta_{пр}}{2}$$

выполнении условий I и II предельных состояний:

$$M_{ф} < M_{пред} (1370 < 1480 \text{ кН}\cdot\text{м});$$

$$f_{ф} < f_{р} (6,7 < 7 \text{ см});$$

$$\Delta_{ф} < \Delta_{р} (0 < 0,04 \text{ мм}).$$

При  $f_{ф} = f_{пред}$  устанавливали уровень начального напряжения, в данном случае он соответствовал нормируемым значениям. Разница в прогибах, по всей видимости, вызвана разбросом технологических параметров. Нижний предел  $\sigma_0$  обеспечивает возможность нормальной эксплуатации покрытия. Состояние балок признано удовлетворительным.

## Выводы

Предложенная методика дает возможность комплексно оценить состояние изгибаемых конструкций, армированных стержнями с передачей усилий натяжения на бетон.

Проведенное по предлагаемой методике обследование покрытия реконструируемого цеха Киевского ДСК-3 позволило признать его состояние удовлетворительным, не требующим усиления.

## Бетоны

УДК 691.972

Ю. М. БАЖЕНОВ, Л. А. АЛИМОВ, В. В. ВОРОНИН, доктора техн. наук, профессора (МИСИ)

## Принципы определения состава бетона на основе вяжущих низкой водопотребности

Разработка эффективных вяжущих низкой водопотребности (ВНВ) с повышенным содержанием суперпластификаторов и различным наполнителем требует применения для каждого вида ВНВ особых методов проектирования состава бетона.

Ранее установлено, что при расчете состава бетона с воздухововлекающими добавками или суперпластификаторами, вводимыми с водой затворения, можно пользоваться общепризнанной методикой для бетона с учетом влияния добавок на основные зависимости, которые лежат в основе определения расхода воды, цемента и соотношения между мелким и крупным заполнителем, обеспечивающие получение бетонных смесей и бетонов с заданными свойствами [1].

При этом было показано, что добавки, не влияя на характер зависимостей для бетонных смесей и бетонов от главных факторов,

изменяют только количественные соотношения между разными параметрами. Изменение свойств учитывают по рекомендациям, приведенным в нормативных документах по применению добавок или по результатам экспериментов.

Этот принцип использовали при разработке основных положений метода определения состава бетона на основе ВНВ. Статистический анализ результатов исследований, проводимых в НИИЖБе, ВНИИЖелезобетоне, позволил обобщить данные, однако выявить основные закономерности изменения свойств бетонной смеси и бетонов на основе ВНВ от главных факторов не удалось. Поэтому авторы уточнили основные зависимости, необходимые для подбора состава бетона на основе ВНВ. В качестве вяжущего использовали ВНВ-100 и ВНВ-50 с кварцевым наполнителем и суперпластификатором С-3. Основу ВНВ составлял

Старооскольский и Белгородский портландцемент. Мелкими и крупными заполнителями служили кварцевый песок средней крупности и гранитный щебень фракции 5...10, 5...40 мм. При этом варьировали В/Ц, расход цемента и долю песка в смеси заполнителей. Изменение В/Ц при постоянном расходе цемента изменяет содержание воды в бетонной смеси, влияя на ее подвижность. В результате таких экспериментов можно изучить поведение бетонных смесей различной подвижности и бетоны, приготовленные на основе этих смесей, различной прочности. В связи с тем, что однородность и связность бетонных смесей с добавками ПАВ, а также на основе ВНВ, содержащих значительное количество пластификатора, зависят от соотношения между мелким и крупным заполнителями и расхода цемента, третьим фактором выбрали долю песка в смеси заполнителей.

Полученные зависимости подвижности и жесткости бетонных смесей от расхода воды показали, что применение ВНВ повышает подвижность смеси и резко уменьшает расход воды, необходимый для получения равноподвижных смесей. Однако основные зависимо-



сти  $O.K. = f(B)$  и  $Ж = f(B)$  в бетоне на основе ПЦ и ВНВ аналогичны, изменяются только количественные результаты.

Сохраняется также правило постоянства водопотребности бетонной смеси при принятых расходах цемента, характерное для бетонных смесей на основе ПЦ при расходе 220...380 кг/м<sup>3</sup>. Следовательно, использование в качестве вяжущего ВНВ также не нарушает и этой закономерности, но изменяет водопотребность и пределы, в которых проявляется эта зависимость.

Таким образом, влияние ВНВ на водопотребность бетонной смеси можно учесть коэффициентом, представляющим отношение нормальной плотности ВНВ ( $K_2$ ) к нормальной плотности портландцемента ( $K_1$ ), который показывает, насколько уменьшается расход воды в бетонной смеси на основе ВНВ, по сравнению с обычной смесью

$$B_1 = \frac{BK_2}{K_1}, \quad (1)$$

где  $B$ ,  $B_1$  — расход воды в бетонной смеси на основе ПЦ и ВНВ, кг/м<sup>3</sup>;  $K_1$ ,  $K_2$  — нормальная густота ПЦ и ВНВ, %.

Характер зависимости прочности бетона на основе ВНВ от Ц/В также не изменяется. Обобщение данных исследований, проведенных в НИИЖБе, ВНИИЖелезобетоне, МИСИ, по нахождению зависимости кубиковой прочности бетона нормального твердения на основе ВНВ и плотных заполнителях от активности вяжущего и Ц/В показало, что эта зависимость описывается уравнением

$$R = 0,42R_u(\text{Ц/В} - 0,4), \quad (2)$$

где  $R$  — прочность бетона в возрасте 28 сут нормального твердения, МПа;  $R_u$  — активность вяжущего, МПа.

Установлено существенное влияние мелких фракций (цемента и песка) в бетонной смеси на основе ВНВ на ее подвижность, однородность и связность. Вероятностно-статистическая обработка полученных данных позволила установить оптимальное соотношение между мелким и крупным заполнителем с учетом расхода вяжущего по коэффициенту раздвижки зерен, который для бетонных смесей на основе ВНВ

$$K_p = 0,68 + 0,0036(\text{Ц}/\rho_{\text{ц}} + B), \quad (3)$$

где  $\rho_{\text{ц}}$  — плотность вяжущего, г/см<sup>3</sup>. Реологические свойства бетонных смесей на основе ПЦ и ВНВ изучали с помощью прибора в виде цилиндра емкостью 6 дм<sup>3</sup>, снаб-

женного пригрузом со следящим устройством и отверстием для выхода бетонной смеси в процессе вибрирования на стандартной виброплощадке [2].

Обработка полученных результатов позволила получить двухфакторные квадратичные модели, описывающие зависимость между жесткостью или подвижностью на основе ПЦ и ВНВ и временем выхода, которые и характеризуют формуемость смеси:

$$A = 0,924 - 0,0036Ж - 0,042(\text{Н.Г.}) + 0,000095Ж_2 + 0,00046(\text{Н.Г.})_2 + 0,000191Ж(\text{Н.Г.}), \quad (4)$$

для подвижных смесей

$$A_1 = 0,0732 + 0,0496(\text{О.К.}) - 0,0076(\text{Н.Г.}) + 0,00204(\text{О.К.})_2 + 0,00013(\text{Н.Г.})_2 - 0,00033(\text{О.К.}) \times (\text{Н.Г.}) \quad (5)$$

В связи с различной формуемостью бетонных смесей на основе ПЦ и ВНВ-50 можно, пользуясь предложенными зависимостями, более точно выбрать жесткость или подвижность бетонных смесей на основе ВНВ с учетом повышенной их тиксотропии.

Таким образом, установлены основные зависимости свойств бетонных смесей и бетонов на основе ВНВ от главных факторов, которые можно использовать при проектировании составов бетонов требуемых свойств.

Проектирование состава бетона на основе ВНВ так же, как и на основе ПЦ, включает назначение требований к бетонной смеси и бетону, выбор материалов для бетонов и определение их свойств, предварительный расчет состава бетона, приготовление пробных замесов с изготовлением контрольных образцов, испытание их на прочность при сжатии, построение графика зависимости  $R = f(\text{Ц/В})$  и уточнение состава.

При расчете состава бетона на основе ВНВ выбирают подвижность или жесткость бетонной смеси в зависимости от размеров изделий, густоты армирования, способа укладки и уплотнения бетонной смеси как для случая применения портландцемента. Затем с помощью зависимостей (4) или (5) уточняют выбранную прочность или подвижности для бетонных смесей на основе ВНВ. После этого устанавливают требования к бетону, его отпускной прочности и др., определенные по данным, указанным в рабочих чертежах или стандартах на данные изделия. Предварительный

состав бетона находят на основе зависимости прочности бетона от активности вяжущего, Ц/В, качества исходных материалов и характере изменения удобоукладываемости от расходов воды.

**Пример.** Допустим, что необходимо определить состав бетона на основе ВНВ при заданной средней прочности 30 МПа с  $O.K. = 4...5$  см. Материалы: ВНВ-50 активностью 40 МПа, Н.Г. = 18 % и плотностью 2900 кг/м<sup>3</sup>, песок средней крупности с водопотребностью и плотностью 2630 кг/м<sup>3</sup> гранитный щебень с предельной крупностью 40 мм и плотностью 2600 кг/м<sup>3</sup>.

Сначала находят  $O.K.$  для бетонных смесей на основе ВНВ-50. Затем подсчитывают  $A_1$  для бетонной смеси на основе ПЦ (например с Н.Г. = 25 %), имеющей  $O.K. = 4...5$  см. Сохраняя рассчитанное значение формуемости  $A_1$ , определяют  $O.K.$  для бетонной смеси на основе ВНВ-50, в данном случае 2,5.

Устанавливают расход воды по графикам или таблицам для бетонной смеси на основе ПЦ с  $O.K. = 2,5$  см. В данном примере  $B = 170$  кг/м<sup>3</sup>. Для бетонной смеси на основе ВНВ-50 по формуле (1)  $B = 123$  кг/м<sup>3</sup>. По формуле (2)  $\text{Ц/В} = 2,19$ . Расход вяжущего  $\text{Ц} = (\text{Ц/В})B = 270$  кг.

Коэффициент раздвижки зерен по формуле (3)  $K_p = 1,46$ . Затем находят расход гранитного щебня  $\text{Щ} = 1000 / (0,43 \cdot 1,46 / 1,48 + 1/2,6) = 1237$  кг и песка  $\text{П} = (1000 - 270/2,9 - 123 - 1237/2,6) \cdot 2,63 = 811$  кг.

При этом средняя плотность бетонной смеси

$$\rho_0 = 270 + 123 + 811 + 1237 = 2441 \text{ кг/м}^3.$$

### Выводы

Для бетонных смесей и бетонов на основе ВНВ и ПЦ основные зависимости аналогичны, изменяются только положение кривых и получаемые по ним количественные результаты. С учетом этих изменений можно состав бетона на основе ВНВ устанавливать по единой методике, принятой для определения составов бетонов на основе ПЦ.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Баженов Ю. М. Технология бетона. — М.: Высшая школа, 1987. — 413 с.
2. Универсальный прибор для контроля удобоукладываемости бетонных смесей в заводских условиях / Л. А. Алимов, В. В. Воронин, В. М. Уруев, Г. И. Уралов. — Техн. инфор. ВНИИЭСМ. — Вып. 11. — М., 1972. — С. 8.

УДК 624.073

Ю. В. ЧИНЕНКОВ, д-р техн. наук, проф., И. А. ДОРОЖКОВА, инж. (НИИЖБ)

## Расчет на косо́й изгиб трехслойных панелей ленточной разрезки

Трехслойные панели ограждений по сравнению с однослойными обладают повышенным термическим сопротивлением, благодаря чему снижаются затраты на эксплуатацию зданий и сберегаются энергетические ресурсы. Перспективными являются панели ленточной разрезки с утепляющим слоем из низкопрочного полистиролбетона, монолитно связанного с наружными слоями из конструкционного легкого или тяжелого бетона, разработанные в НИИЖБе [1]. Такие конструкции под действием собственного веса, остекления и ветровой нагрузки работают на косо́й изгиб. Поэтому одновременно с исследованием конструкций разрабатывали методику их расчета с использованием предпосылок, принятых в СНиП 2.03.01—84 для плоского изгиба.

При расчете по образованию трещин считали, что сечение после деформаций остается плоским; наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона равно  $2R_{bt}/E_b$ ; напряжения в бетоне сжатой зоны определяют с учетом упругих деформаций бетона; напряжения в бетоне растянутой зоны распределены равномерно и равны  $R_{bt}$ . При этом учтено, что в трехслойных сечениях отличаются прочность и деформативность бетонных наружных и внутреннего слоев, а также дискретное расположение арматуры в сечении элемента и нормальные силы в арматуре, вызванные усадкой бетона.

При изменении угла наклона равнодействующей внешних сил сжатая зона бетона принимает различные очертания. Рассмотрены все возможные случаи и выведены

необходимые формулы. Напряженно-деформированное состояние трехслойного элемента при расчете по образованию трещин при сжатой зоне в виде трапеции показано на рис. 1.

Высоту сжатой зоны определяют из условия равенства нулю проекции всех действующих сил на продольную ось элемента при равенстве углов наклона моментов внешних и внутренних сил. Расчет на ЭВМ методом итераций при изменении наклона силовой плоскости от 0 до 90° сводится к выполнению условий:

$$M_x = M_{crx, x};$$

$$M_y = M_{cry, y},$$

где  $M_{crx, x}$ ,  $M_{cry, y}$  — моменты, воспринимаемые сечением, нормальным к продольной оси элемента при образовании трещин в направлении осей  $x$  и  $y$ .

Прогибы и углы поворота элементов железобетонных конструкций при косо́м изгибе вычисляют по формулам строительной механики. При этом кривизну на участках элементов без трещин определяют как для сплошного тела; а с нормальными трещинами в растянутой зоне — как отношение разности средних деформаций крайнего волокна сжатой зоны бетона и продольной арматуры, растянутой к рабочей высоте элемента

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_{sm} + \epsilon_{bm}}{h_0} = \frac{M_y}{h_0 z_1} \left( \frac{\Psi_s}{A_s E_s} + \frac{\Psi_b}{A_b E_b \nu} \right),$$

где  $M_y$  — проекция равнодействующей внешних моментов на плоскость, перпендикулярную нейтральной линии в сечении элемента;  $\gamma$  — угол наклона нейтральной линии к горизонтالي, определяемый из расчета по образованию трещин;  $z_1$  — проекция на плоскость, перпендикулярную нейтральной оси, линии, соединяющей центр тяжести площади сечения растянутой арматуры  $A_s$  и точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной;  $\Psi_s$  — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на

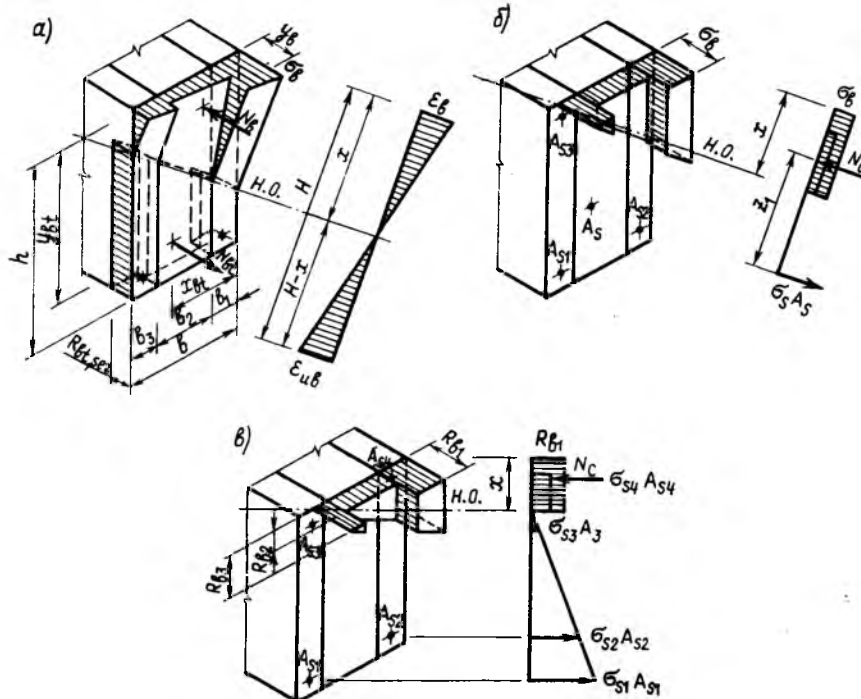


Рис. 1. Напряженно-деформативное состояние изгибаемого трехслойного элемента при расчете по образованию трещин (а), деформациям (б) и прочности (в)

участке с трещинами;  $\psi_b$  — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона на длине участка с трещинами;  $\nu$  — коэффициент, учитывающий упругопластические свойства бетона сжатой зоны, равный произведению полноты эпюры на коэффициент, оценивающий неупругие деформации бетона и равный в СНиП 2.03.01—84 0,9 ( $\nu = \omega\nu = 0,9$ ). Примем, как в СНиПе, прямоугольную эпюру напряжений в сжатой зоне. Фактическая же эпюра близка к треугольной, при этом для прямоугольной эпюры  $\nu = 0,45$ , при треугольной  $\nu = 0,3$ , при трапециевидной

$$\nu = 0,3 \frac{x^3 - (x - b \sin \gamma)^3}{x[x^2 - (x - b \sin \gamma)^2]}$$

$x$  — высота сжатой зоны.

В этом случае рассматривают сечение с трещиной в растянутой зоне бетона, а работу растянутого бетона между нейтральной осью и вершиной трещины не учитывают, полагая, что все растягивающее усилие в сечении с трещиной воспринимает арматура. В расчете принимают, что напряжения в бетоне сжатой зоны распределены равномерно. Для перехода от деформаций арматуры и бетона в сечении с трещиной к средним служат коэффициенты  $\psi_s$  и  $\psi_b$ .

Для определения высоты сжатой зоны в сечении с трещиной при ее форме, отличной от прямоугольной, использовали предложение [2]. Фактическую сжатую зону, как и для элементов из одного бетона, заменяют прямоугольной той же высоты, для которой в СНиП 2.03.01—84 существует эмпирическая формула (161)  $\xi = x/h_0$ . Ширину прямоугольника устанавливают из условия сохранения деформаций крайнего сжатого волокна бетона (см. рис. 1). Это обеспечивается при равенстве упругопластических

моментов сопротивления по сжатой зоне фактической фигуры в виде трапеции, треугольника или прямоугольника. Относительную высоту сжатой зоны в сечении с трещинами находят при этом из решения квадратного или кубического уравнения.

Для облегчения разработана программа на ЭВМ, в которой учтены форма сжатой зоны и различные деформативные свойства бетонов наружных и внутреннего слоев. Для расчета по прочности при косом изгибе использовали предложения норм. Схема распределения усилий в сечении при сжатой зоне в виде треугольника показана на рис. 1. В программе для ЭВМ учтены особенности трехслойного сечения, состоящего из бетонов различной прочности.

Для оценки предлагаемых методик расчета исследовали трехслойные железобетонные балки сечением  $25 \times 16$ , пролетом 300 см. Наружные слои толщиной 4 см из тяжелого бетона во время испытания имели прочность 39,2, внутренний слой из полистиролбетона — 1,1 МПа. Балки армировали стержнями  $\varnothing 10$  А-П по углам сечения. Всего испытали семь балок при углах наклона силовой плоскости к вертикали 0; 9,5; 18,43; 33,69; 45; 78,69 и 90°. Две балки испытали на плоский изгиб, с тем чтобы оценить расчет по нормам и иметь сравнительные данные о влиянии косоугольного изгиба. Балки нагружали тарированными гириями по 10 и 20 кг небольшими этапами независимо вертикальными и горизонтальными нагрузками в четвертях пролета.

Для обеспечения свободного поворота балок опоры выполняли шаровыми — по три шара на каждой

опоре. Для изучения напряженно-деформированного состояния балок фиксировали деформации бетона в середине пролета на базе 50 см индикаторами с ценой деления 0,001 мм, углы поворота на опорных участках клинометрами Стоппани и перемещения в вертикальном и горизонтальном направлениях прогибомерами Максимова.

При изменении угла наклона равнодействующей внешних сил от 0 (балка БП-1, вертикальная нагрузка) до 90° (балка БП-7 горизонтальная нагрузка) результирующий момент при образовании трещин и разрушении снижался от максимального до минимального (рис. 2), перемещения увеличивались в направлении, перпендикулярном нейтральной оси (рис. 3). В целом характер зависимости «момент — перемещение» при косом изгибе сохранился таким же, как и при плоском — график состоит из двух линейных участков с различным наклоном до и после образования трещин. В результате экспериментов установлено, что наклон нейтральной оси зависит от угла наклона силовой плоскости и очень мало от уровня нагрузки: при работе с трещинами углы наклона сохранялись практически такими же, что и до их образования. Как и при плоском изгибе, при косом с увеличением уровня нагрузки высота сжатой зоны бетона уменьшается. Указанные общие закономерности для трехслойных балок такие же, как и для однослойных [2].

Первые трещины образовывались в зоне постоянных моментов на гранях, примыкающих к наиболее растянутому ребру балок. Теоретические величины моментов при образовании трещин отличаются от

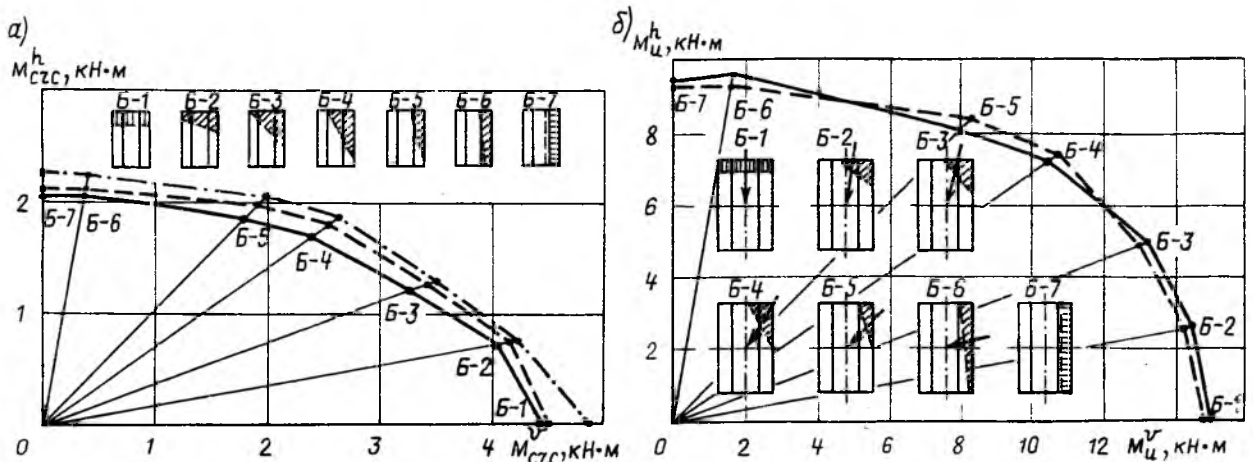


Рис. 2. Изгибающие моменты в балках трехслойного сечения при образовании трещин (а) и разрушении (б)

— — — — — экспериментальные на этапах до и при обнаружении трещин; — — — — — экспериментальные при разрушении; - - - - - теоретические

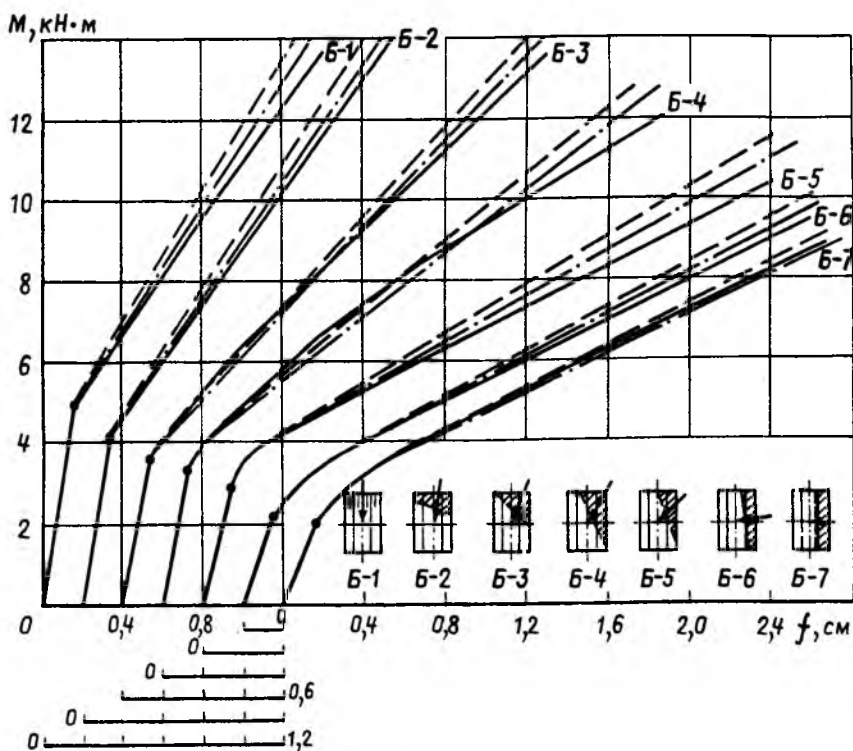


Рис. 3. Перемещения балок трехслойного сечения в направлении, перпендикулярном нейтральной линии

— по экспериментальным данным и по расчету реальных и нормируемых значений коэффициентов  $\psi_b$  и  $\psi_s$ ; ··· образование трещин

полученных в опытах несущественно. Если за нагрузку при образовании трещин принять среднюю на этапах до и при их обнаружении, то отличие от  $-2,8$  до  $2,5$  %, если нагрузку на этапе обнаружения трещин, то разность от  $-0,3$  до  $-6,1$  %.

С учетом полученных при испытаниях деформаций нашли коэффициенты  $\psi_b$  и  $\psi_s$ . Какой-либо закономерности изменения их от угла наклона равнодействующей внешних усилий не выявлено. Коэффициент  $\psi_b$  в балках, испытанных и на плоский и на косой изгиб, изменялся от  $0,8$  до  $0,9$  (в СНиПе  $\psi_b = 0,9$ ). Отличия вычисленных величин коэффициентов  $\psi_s$  от принятых в СНиПе при косом изгибе не превышали значений при плоском изгибе. Полученные результаты позволяют при расчете на косой изгиб рекомендовать использовать те же значения коэффициентов  $\psi_b$  и  $\psi_s$ , что и в нормах для плоского изгиба. При этом в формуле (168) момент при образовании трещин следует определять из расчета на косой изгиб.

Теоретические значения перемещений балок в направлении, перпендикулярном нейтральной оси, вычисляли по коэффициентам  $\psi_s$  и  $\psi_b$ , фактическим и по нормам. Ближе к замеренным в опытах

оказались перемещения в первом случае (отличие около  $4$  %), но и во втором случае отличия невелики (около  $11$  %).

Балки разрушались в зоне постоянных моментов по нормальным

сечениям вследствие достижения арматурой предела текучести. Об этом свидетельствуют замеренные деформации, значительное раскрытие трещин и существенное приращение перемещений балок на последнем этапе нагружения. Найденные расчетом моменты при разрушении близки к экспериментальным (см. рис. 2) — отличия составили  $-2,9 \dots 3,5$  % (в среднем по всем балкам  $0,26$  %).

### Выводы

Разработаны и экспериментально проверены методики расчета по образованию трещин, деформации и прочности трехслойных монолитного сечения железобетонных элементов на косой изгиб с использованием основных предпосылок СНиП 2.03.01—84. При этом расчет на плоский изгиб является частным случаем, когда нагрузка действует в плоскости симметрии сечения. Частным случаем является и расчет на косой изгиб однослойных элементов [2].

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Чиненков Ю. В., Дорожкова И. А. Экономическая эффективность панелей ленточной разрезки различной конструкции // Бетон и железобетон.— 1990.— № 2.— С. 13—15.
2. Чиненков Ю. В., Строцкий В. Н. Расчет на косой изгиб элементов прямоугольного сечения по трещиностойкости и деформации // Бетон и железобетон.— 1989.— № 7.— С. 28—30.

## Вниманию специалистов!

Малое государственное предприятие «Агрономодуль» (учредитель — НИИЖБ) в сжатые сроки обеспечит проектирование экономичных быстровозводимых хранилищ плодоовощной продукции и других зданий производственного назначения из крупноразмерных железобетонных панелей, изготовляемых с использованием специальной опалубки плит  $3 \times 6$ ,  $3 \times 12$  м; окажет техническую помощь в освоении производства конструкций, контроле качества изготовления и монтажа сборного железобетона, содействии в приобретении и применении эффективных вяжущих и арматуры.

Справки по адресу:

109428, Москва, 2-я Институтская, 6, корп. 6,

МГП «Агрономодуль», Л. В. Сасонко,

тел. 174-89-98, 174-82-20.



К. Е. ЕРМУХАНОВ, канд. техн. наук (Джамбулский гидромелиоративно-строительный ин-т)

## Обобщенный анализ расчета прочности плит на продавливание по отечественным и зарубежным нормам

В плитах, опирающихся на колонны или другие точечные опоры, а также при действии концентрированной нагрузки на небольшие площадки, происходит разрушение от продавливания. При этом предельное состояние характеризуется образованием усеченной пирамиды (конуса), меньшее основание которой очерчено контуром грузовой площадки и образующие которого наклонены под углом, как правило,  $45^\circ$  (только в нормах ЕКБ-ФИП и Великобритании  $\alpha_0 = 30^\circ$ ).

Отечественные и зарубежные нормы при расчете железобетонных плит из тяжелого бетона на продавливание без поперечной арматуры исходят из общего условия

$$F \leq F_b, \quad (1)$$

где  $F$  — продавливающая сила;  $F_b$  — усилие, воспринимаемое бетоном плиты при продавливании;  $F_b = R_{bh} \mu h_0$ ;  $R_{bh}$  — условное сопротивление бетона сразу при продавливании;  $\mu$  — периметр условного критического сечения;  $h_0$  — рабочая высота плиты.

Известно, что по СНиП 2.03.01—84,

$$R_{bh} = \alpha R_{bt}, \quad (2)$$

где  $\alpha = 1$  для тяжелого бетона.

По нормам США,

$$R_{bh} = \alpha \alpha_{loc} \sqrt{R_{bc}}, \quad (3)$$

где  $\alpha = 0,14$ ;  $\alpha_{loc}$  — коэффициент, зависящий от соотношения большего размера грузовой площадки к меньшему:

$$\alpha_{loc} = 1 + \frac{2}{\frac{b_{loc}}{a_{loc}}};$$

$R_{bc}$  — цилиндрическая прочность бетона на сжатие.

По нормам ЕКБ-ФИП

$$R_{bh} = \alpha \alpha_h \alpha_\mu R_{bt}, \quad (4)$$

где  $\alpha = 0,6$ ;  $\alpha_h$  — коэффициент, зависящий от абсолютной высоты плиты (учитывающий масштабный фактор):

$$\alpha_h = 1,6 - h_0 \geq 1;$$

$\alpha_\mu$  — коэффициент, зависящий от количества продольной арматуры:  $\alpha_\mu = 1 + 50\mu_s$ ;

$\mu_s = \sqrt{\mu_{sx} \mu_{sy}} \leq 0,008$ ;  $\mu_{sx}$ ,  $\mu_{sy}$  — коэффициенты продольного армирования, параллельные осям  $x$  и  $y$ .

По нормам Германии,

$$R_{bh} = \alpha \alpha_\mu \alpha_s R_{bt}, \quad (5)$$

где  $\alpha = 0,72$ ;  $\alpha_\mu = \sqrt{100\mu_s}$ ;

$25 \frac{R_{bc}}{R_{sn}} > \mu_s < 0,015$ ;  $\alpha_s$  — коэффициент,

зависящий от класса принимаемой продольной арматуры: с учетом прочности арматуры по СНиП 2.03.01—84,  $\alpha_s = 1$  для арматуры классов А-I и А-II;  $\alpha_s = 1,3$  для А-III;  $\alpha_s = 1,4$  — для А-IV и более высоких классов.

По нормам Великобритании,

$$R_{bh} = \alpha \alpha_\mu \alpha_h R, \quad (6)$$

где  $\alpha = 0,8$ ;  $\alpha_\mu = \sqrt[3]{100\mu_s}$ ;  $\alpha_h = \sqrt[4]{400/h_0}$ ;  $R = 0,79$  МПа.

По нормам Швеции,

$$R_{bh} = \alpha \alpha_\mu \alpha_h R_{bt}, \quad (7)$$

где  $\alpha = 0,6$ ;  $\mu_s \leq 0,01$ ;  $\alpha_h = 1,4$  при  $h_0 \leq 20$  см;  $\alpha_h = 1,6$  —  $h_0 \geq 1$  при  $20$  см  $< h_0 \leq 50$  см.

По нормам Франции,

$$R_{bh} = \alpha R_{bc}, \quad (8)$$

где  $\alpha = 0,045$

По нормам Японии,

$$R_{bh} = \alpha \alpha_{loc} (1 + \alpha_h + \alpha_\mu) \sqrt[3]{R_{bc}}, \quad (9)$$

где  $\alpha = 0,72$ ;  $\alpha_{loc} = 2(0,85 + 0,4 \frac{h_0}{d_m})$ ;

$d_m$  — диаметр окружности, равной по площади квадрату (прямоугольнику) со сторонами  $a_{loc} \times b_{loc}$ :

$$d_m = 1,13 \sqrt{a_{loc} \times b_{loc}};$$

$$\alpha_h = 1 - 0,15 h_0 \geq 0,6;$$

$$\alpha_\mu = \sqrt{100\mu_s} - 1 \geq 0,73.$$

Критическое сечение принимают в пределах толщины плиты, расположенное таким образом, что его периметр минимален и отстоит от периметра грузовой площадки на расстоянии не менее половины рабочей высоты  $0,5h_0$ . Исключения составляют нормы Великобритании и Германии. По источнику [1], это расстояние  $0,75h_0$ , а по нормам [2], принят периметр условной

окружности вокруг грузовой площадки диаметром  $d_r = d_m + h_0$ .

Форму поверхности критического сечения принимают в виде поверхностей призмы (в нормах Германии — цилиндра) или другой фигуры, близкой к ней по очертаниям.

Таким образом, несмотря на общность в структуре зарубежных норм и принципах, используемых при расчете методом предельных состояний, в настоящее время имеются различия в механизме разрушения от продавливания и нет единого подхода к расчету прочности, хотя используются эмпирические зависимости, близкие по характеру. В целом они дают общие закономерности изменения несущей способности в зависимости от периметра критического сечения, расчетной высоты плиты, сопротивления бетона на растяжение (сжатие).

Во всех нормах расчет плит без поперечной арматуры осуществляют независимо от расчета плит с поперечной арматурой и по наклонному сечению. Нормы зарубежных стран с некоторой осторожностью подходят к оценке прочности при продавливании. Имеется дифференциальный учет толщины плиты (масштабного фактора)  $h$ , коэффициента продольного армирования  $\mu_s$ , отношения размеров грузовой площадки к рабочей высоте  $a_{loc}/h_0$ , соотношения размеров грузовой площадки  $b_{loc}/a_{loc}$ , класса продольной арматуры. Нормы [1...5] учитывают повышение несущей способности благодаря наличию продольной арматуры  $\mu_s$  (рис. 1). В нормах [3, 4] введен масштабный фактор, так как при увеличении рабочей высоты  $h_0$  предельная продавливающая сила уменьшается до некоторого предела ( $h_0 = 0,6$  м), после которого остается постоянной.

В некоторых нормах имеется учет формы и размеров грузовых площадок ( $b_{loc}/a_{loc}$ ). По нормам США, увеличение соотношения большего размера грузовой площадки к мень-

дому  $b/a$  снижает несущую способность. При определении условного диаметра контура критического сечения  $d_m$  по нормам [2], в расчет в качестве большего размера сечения колонны  $h_k$  вводят значение, не превышающее полуторакратного меньшего размера площадки нагружения ( $h_k \leq 1,5b_k$ ).

В нормах [5] увеличение соотношения толщины плиты к диаметру грузовой площадки  $h_0/d_m$  повышает условную прочность на скалывание, что в свою очередь увеличивает прочность на продавливание.

Нормы [3, 4] распространяются на круглые грузовые площадки диаметром  $3,5h_0$  и прямоугольные с периметром сечения  $< 11,2h_0$  при  $b_{loc}/a_{loc} \leq 2$ . При невыполнении этих условий критическое сечение разбивают на части, рассчитываемые на продавливание и срез по наклонному сечению (рис. 2). Суммарная несущая способность складывается из несущей способности этих частей. Расчетный механизм СНиП 2.03.01—84 прост и удобен для использования. Недостаток заключается в том, что не учтены зависимости, влияющие на несущую способность, как это предусматривается в нормах [1...6] — коэффициент продольного армирования  $\mu_s$ , масштабный фактор  $\alpha_h$ , соотношение размеров грузовой площадки  $b_{loc}/a_{loc}$  и др.

По методикам СНиПа и зарубежных стран рассчитали прочность на продавливание плиты из тяжелого бетона класса В15, толщиной  $h_0 = 20$  см, при  $\mu_s = 0,01$  и  $a_{loc} \times b_{loc} = 20 \times 20$  см. По результатам подсчета построена диаграмма соотношения  $F_b/F_{СНиП}$  (рис. 3). Из нее видно, что прочность при продавливании по СНиПу в основном близка к несущей способности по нормам большинства зарубежных стран.

При расчете плит на продавливание с поперечной арматурой отечественные и зарубежные нормы исходят из общего условия

$$F \leq F_b + F_{sw}, \quad (10)$$

где  $F_{sw}$  — усилие, воспринимаемое поперечной арматурой, пересекающей боковую поверхность пирамиды продавливания:

$$F_{sw} = \alpha_{sw} \Sigma R_{sw} A_{sw};$$

$\alpha_{sw}$  — коэффициент, учитывающий отклонение принятой расчетной схемы от фактического характера работы элементов, условий работы (неравномерность напряжения в арматуре и др.).

В СНиПе  $\alpha_{sw} = 0,64$ ,  $R_{sw} = R_{sn} \leq 355$  МПа; в нормах США  $\alpha_{sw} = 0,85$ ,  $R_{sw} = R_{sn} \leq 400$  МПа; в

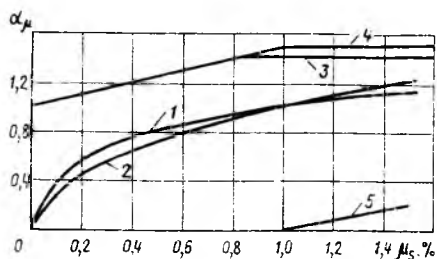


Рис. 1. Изменение  $\alpha_\mu$  в зависимости от  $\mu_s$   
1 — Великобритания; 2 — Германия; 3 — ЕКБ-ФИП; 4 — Швеция; 5 — Япония

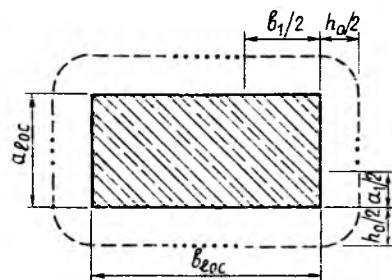


Рис. 2. Распределение критического сечения при вытнутых сечениях грузовой площадки  
..... продавливание;  
----- срез по наклонному сечению

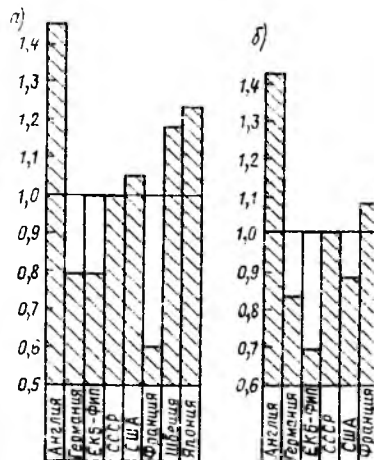


Рис. 3. Сопоставление несущей способности плит без поперечной арматуры (а) и с ней (б)

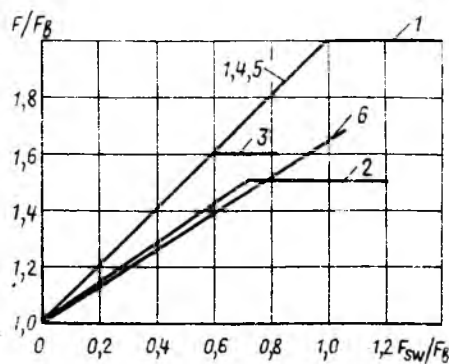


Рис. 4. Изменение относительной величины продавливающей нагрузки в плитах с поперечной арматурой по нормам различных стран  
1 — 6. СССР; 2 — США; 3 — ЕКБ-ФИП; 4 — Германия; 5 — Великобритания; 6 — Франция

нормах ЕКБ-ФИП  $\alpha_{sw} = 0,87$ ,  $R_{sw} = R_{sn} \leq 300$  МПа; в нормах Германии  $\alpha_{sw} = 0,57$ ,  $R_{sw} = R_{sn} \leq 420$  МПа; в нормах Великобритании  $\alpha_{sw} = 0,87$ ,  $R_{sw} = R_{sn} \leq 460$  МПа; в нормах Франции  $\alpha_{sw} = 0,8$  при толщине плиты  $h_0 \geq 0,3$  м;  $\alpha_{sw} = 0,24/h_0$  при  $0,15$  м  $< h_0 < 0,3$  м.

$F_b$  по СНиП 2.03.01—84 и нормам Великобритании подсчитывают по формуле [2]. По нормам США,  $F_b$  принимает как половину продавливающей силы по бетону. По нормам ЕКБ-ФИП и Германии  $F_b = 0,25F$ .  $F_b$  по нормам Франции, устанавливаются из условия [2], но  $R_{bh} = \alpha_{ah} R_b$  ( $\alpha_{ah} = 1$  при  $h_0 \geq 0,3$  м и  $\alpha_{ah} = 3/10h_0$  при  $0,15 < h_0 < 0,3$  м).

Максимальную продавливающую силу принимают: по СНиПу,  $F \leq 2F_b$  (по последним исследованиям  $F \leq 3,5F_b$ ); по нормам США  $F \leq 1,5F_b$ ; по нормам ЕКБ-ФИП,  $F \leq 1,6F_b$ , по нормам Германии,  $F \leq 1,3F_b$ .

Таким образом, во всех рассматриваемых нормах продавливающую нагрузку для плит с поперечной арматурой определяют как сумму несущей способности бетона  $F_b$  и поперечной арматуры  $F_{sw}$ . Количественный вклад поперечной арматуры в несущую способность различен по разным методикам. По СНиПу и нормам США, вклад поперечной арматуры учитывают в том случае, если несущая способность поперечной арматуры больше половины значения несущей способности бетона. По нормам [2, 4], поперечная арматура должна воспринимать не менее 75 % внешней нагрузки. Сопротивление поперечных стержней изменяется в широких пределах  $R_{sw} = (240...400)$  МПа.

Количественное сравнение различных методов расчета прочности с поперечной арматурой приведено на рис. 4, из которого видно, что методики различных норм с единых позиций учитывают повышение несущей способности с увеличением содержания поперечной арматуры  $\mu_{sw}$ . СНиП учитывает в широком диапазоне работу поперечных стержней и устанавливает более высокий уровень предела прочности. Отмечается малоэффективная работа хомутов по нормам зарубежных стран в узком диапазоне изменения нагрузки и поперечного армирования.

СНиП устанавливает более высокий уровень предельной продавливающей силы, чем нормы зару-

бежных стран. Так, по нашим нормам, этот уровень в 1,33 раза выше, чем в нормах США, в 1,25 раза больше, чем по нормам ЕКБ-ФИП, и в 1,54 раза больше, чем по нормам Германии. В целом СНиП 2.03.01—84 близок к методикам определения несущей способности норм зарубежных стран (см. рис. 3).

Анализ методов расчета на продавливание, принятых в зарубежных нормах, показал их преимущества. Они более гибко реагируют на основные факторы, влияющие на прочность плит без хомутов, более подробно рассматривают сложные формы продавливания (внецентренное и краевое), наиболее часто встречающиеся на практике.

По универсальности и широте охвата вопросов, необходимых для проектирования, наши нормы несколько уступают зарубежным. Область применения СНиПа более ограничена, хотя они учитывают особенности проектирования кон-

струкции из бетонов различного вида, в них более полно приведены правила расчета с поперечной арматурой и при стесненном продавливании.

Отсутствие единого подхода и методики расчета прочности линейных элементов по наклонному сечению на срез и плитных конструкций на продавливание, имеющие общую природу характера и форм разрушения, можно считать недостатком всех рассмотренных норм.

В дальнейшем целесообразно с учетом опыта проектирования зарубежных стран привести СНиП к единой универсальной методике расчета прочности линейных элементов по наклонному сечению и плит на продавливание, увеличив широту охвата вопросов необходимых для практического проектирования (сложные формы продавливания), полнее учитывая факторы, влияющие на несущую способность (напряжение, класс продольной арматуры, размеры грузовой пло-

щадки и др.), более детально уточнив конструктивные требования к минимальным размерам плит, поперечному армированию и защитному слою бетона.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Британский стандарт. Конструктивное использование железобетона. Нормы по расчету и конструированию (BS8110.— Ч. 1, 1985). — Пер. с англ. — М.: НИИЖБ, 1987. — 364 с.
2. Beton und Stahlbeton. Bemessung und Ausführung. DIN 1045. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. BEUTH-VERLAG GMBH, Berlin-Köln, 1978. — № 12.
3. Regulations for concrete structures BBK 79. V 1.— Design. Swedich Building Code. The National Swedish Board of Physical Planning and Building.
4. Code — Modele CEB — FIP. Pour les structures en beton. 3<sup>e</sup> edition 1978, des Recommendations Internationales. — Paris. — 348 p.
5. Рекомендации по расчету железобетонных конструкций по предельному состоянию (ISCE). — Пер. с япон. (Токио, 1984). — М.: НИИЖБ, 1987. — 37 с.
6. Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318—83. Vol. 8. Revised 1986). American Concrete Institute — Detroit, Michigan. 1986.

УДК 624.072.2

Ф. Е. КЛИМЕНКО, д-р техн. наук, В. Г. КВАША, И. В. МЕЛЬНИК, кандидаты техн. наук (Львовский политехнический ин-т)

## Соппротивление преднапряженных балок многократно повторяющейся нагрузке нестационарных режимов

Большинство железобетонных изгибаемых элементов работает при нестационарных режимах повторяющихся нагрузок. Это требует проведения специальных исследований их прочности, деформативности и трещиностойкости. Эксперименты проводили на образцах размером 10×22×19 см с расчетным пролетом 180 см. Спытные балки имели одинаковое армирование

(2∅14 А IV,  $\mu = 1,6\%$ ) и проектную прочность бетона 50 МПа и отличались между собой преднапряжением арматуры  $\sigma_{sp} = 0...590$  МПа (табл. 1). В зоне чистого изгиба поперечную и верхнюю продольную арматуру не устанавливали, так как она влияет на работу как сжатого, так и растянутого бетона и усложняет анализ его напряженно-деформированного со-

стояния. Для предотвращения возникновения верхних трещин в период изготовления и хранения опытных образцов использовали временную напрягаемую затяжку, вынесенную за пределы сечения балки.

Опытные образцы изготавливали на специальном силовом стенде и выдерживали 6...11 мес. Испытания проводили на универсальном гидравлическом прессе МУП-50 с переоборудованной опорной traversой, приложенной в третях пролета нагрузкой при частоте 610 циклов/мин и  $Q_m = 0,33$ . Деформации арматуры и бетона измеряли с помощью тензорезисторов и контролировали индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм. Для фиксации прогибов в процессе пульсирующих нагрузений служил электромеханический прибор с точностью измерения 0,01 мм.

Для изучения влияния нестационарных режимов нагружения об-

Таблица 1

Марка образца	R, МПа	N·10 <sup>3</sup> , МПа	$\sigma_{sp}/R_{сн}$	$\sigma_{sp}$ , МПа	$\sigma_{sp, 2}$ , МПа	$\epsilon_R$
БД-1а	51,0/56,0	36,2/37,0	0,0	—	—	0,459
БД-1б	51,0/56,5	36,2/37,0	0,0	—	—	0,443
БД-2а	50,5/54,0	38,5/40,0	0,4	236	166	0,519
БД-2б	50,5/51,6	33,5/39,0	0,4	236	190	0,528
БД-3а	50,0/51,4	34,6/36,0	0,6	353	258	0,553
БД-3б	50,0/52,3	34,6/36,0	0,6	353	247	0,546
БД-4а	50,0/51,4	34,6/36,0	0,9	500	380	0,609
БД-4б	50,0/52,3	34,6/36,0	0,9	500	338	0,583
БД-5а	52,7/53,6	39,0/39,5	1,0	590	515	0,668
БД-5б	52,7/54,0	39,0/40,0	1,0	590	475	0,664

Примечание Перед чертой — при обжатии, после черты — к моменту испытаний.

Марка образца	Число циклов нагрузки по этапам нагружений $N \cdot 10^6$ при				$N \cdot 10^6$	Перед разрушением							
	$\gamma_1=0,60$	$\gamma_2=0,66$	$\gamma_3=0,73$	$\gamma_4=0,83$		$\sigma_{sp}^{max}$ , МПа	$\psi_s$	$x$ , см	$\xi$	$\epsilon_{sm} \times 10^{-5}$	$\epsilon_{sm}^{max} \times 10^{-5}$	$f$ , см	$a_{ср}^{max}$ , мм
БД-1а	0,440	—	—	—	0,440	530	0,510	7,8	0,410	184	248	7,20/7,20	0,20
БД-1б	0,315	—	—	—	0,315	523	0,516	8,3	0,438	211	255	7,50/7,50	0,20
БД-2а	0,549	—	—	—	0,549	480	0,527	8,9	0,468	161	184	5,70/5,05	0,10
БД-2б	0,597	—	—	—	0,597	517	0,509	8,7	0,457	167	197	5,59/5,04	0,12
БД-3а	2,000	0,384	—	—	2,384	559	0,548	9,5	0,500	183	177	5,35/4,1	0,11
БД-3б	—	0,418	—	—	0,418	548	0,558	9,1	0,479	165	172	5,73/4,63	0,10
БД-4а	2,000	2,000	0,407	—	4,407	597	0,670	10,1	0,532	150	127	4,80/3,14	0,07
БД-4б	—	—	1,224	—	1,224	624	0,592	9,1	0,479	161	176	5,77/3,73	0,09
БД-5а	2,000	2,000	2,000	0,486	6,486	702	0,690	10,9	0,574	163	131	5,02/3,17	0,07
БД-5б	2,000	—	—	0,564	0,564	703	0,672	10,3	0,542	142	152	5,33/3,28	0,07

Примечание. Перед чертой — от состояния выгиба, после черты — с учетом выгиба.

разцы первой группы (индекс «а») загружали поэтапно, начиная с уровня максимальной нагрузки цикла  $\gamma_1=0,6$ . Образец, выдержавший 2 млн. циклов этого режима, последовательно загружали нагрузкой более высоких уровней (0,66; 0,73; 0,83) до разрушения при числе меньше базового  $2 \cdot 10^6$ . Балки второй группы (индекс «б») сразу загружали нагрузками тех уровней, при которых разрушились балки-близнецы первой группы.

Все образцы разрушились внезапно вследствие хрупкого усталостного разрыва одного из стержней продольной арматуры без характерных для статического разрушения предупреждающих признаков (прогрессирующего нарастания прогибов и значительного раскрытия трещин). Из опытных образцов

1-й группы наибольшее число циклов до разрушения (6,484 млн) выдержала балка БД-5а с максимальным преднапряжением арматуры. Она разрушилась только на четвертом этапе при  $\gamma_4=0,83$ . Балка с уровнями преднапряжения  $\sigma_{sp}/R_{sp}=0,85$  и  $0,6$  (БД-4а и БД-3а) разрушились на 3-м ( $\gamma_3=0,73$ ) и 2-м ( $\gamma_2=0,66$ ) этапах. Разрыв арматуры балок без преднапряжения (БД-1а) или с малой его величиной (БД-2а) произошел при первом же уровне нагружения ( $\gamma_1=0,6$ ). Балки 2-й группы, испытанные в режиме, который являлся разрушающим для соответствующих балок-близнецов 1-й группы, разрушились в том же режиме при  $N < 2$  млн циклов (табл. 2). Таким образом, нагружение балок промежуточными неразрушающими

уровнями повторных нагрузок практически не влияет на их выносливость при разрушении вследствие усталостного разрыва арматуры.

Многочетное приложение нагрузки вызвало увеличение деформаций арматуры (рис. 1). Наибольшее их приращение наблюдалось в первые 20...400 тыс. циклов, после чего имело затухающий характер. Относительное увеличение деформаций арматуры не зависело от начальных значений (которые были меньшими в балках с более высоким уровнем обжатия), величины преднапряжения образца, режима испытаний и составило 6...16%. Для балок-близнецов обеих групп при одинаковых уровнях нагрузки деформации арматуры близки между собой, несмотря на то, что балки 1-й группы имели значительно большее число предыдущих нагружений более низких уровней. Коэффициент  $\psi_s$  не зависел от уровня преднапряжения балок или режима испытаний, мало изменялся по сравнению с начальными значениями и находился в пределах 0,86...0,98.

При первом статическом нагружении до максимальной нагрузки цикла деформации сжатых фибр бетона в балках с наибольшим преднапряжением были в 2...2,6 раза меньше, чем в образцах с ненапрягаемой арматурой. Приложение пульсирующей нагрузки увеличило начальные деформации в бетоне (см. рис. 1). Независимо от режима испытаний и преднапряжения опытных образцов наибольшее их приращение происходило в первые 20...400 тыс. циклов повторных нагружений. В среднем после первых 200 тыс. циклов оно составляло не менее половины их общего приращения, которое в целом на каждом режиме нагружения для всех образцов не превышало 10...18%.

Деформации бетона образцов

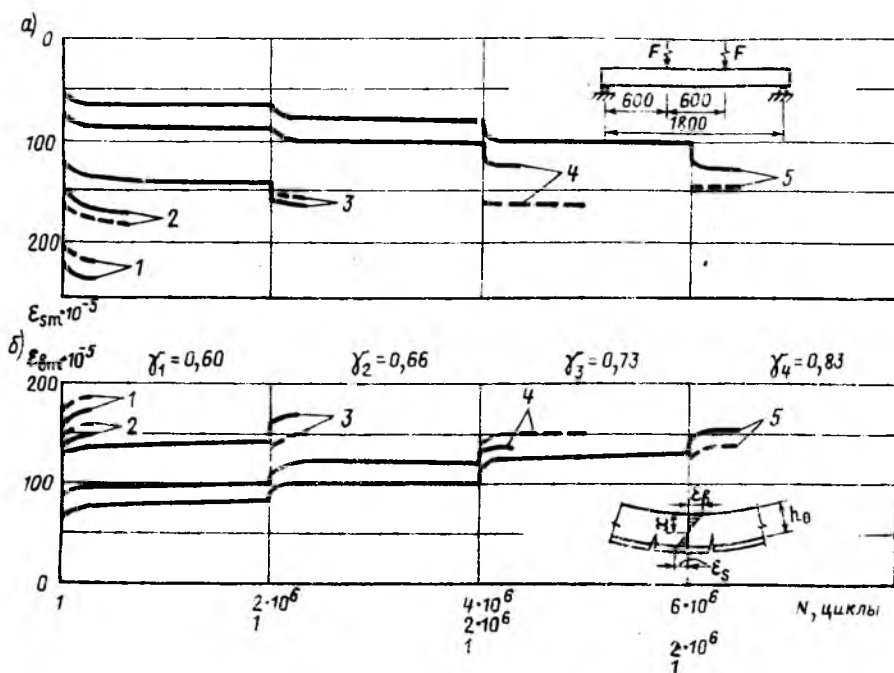


Рис. 1. Средние деформации арматуры (а) и верхних фибр бетона (б) балок при испытании в различных режимах многократно повторяющейся нагрузки

1...5 — балки с уровнем преднапряжения в арматуре  $\sigma_{sp}/R_{sp}=0; 0,4; 0,6; 0,85$  и  $1$ ; — балки 1-й группы (индекс «а»), - - - - то же 2-й группы (индекс «б»)



2-й группы были близки к суммарным деформациям бетона балок-близнецов 1-й группы (см. рис. 1 и табл. 2). Суммарные деформации бетона в балках, загружаемых в несколько этапов до  $\gamma = 0,66 \dots 0,83$ , перед разрушением по сравнению с начальными увеличились для балки БД-3а в 1,35 раза, для балки БД-4а в 1,6 раза, для балки БД-5а в 2,1 раза. В образцах-близнецах увеличение деформаций было аналогичным. Неравномерность деформаций по длине сжатой грани бетона мало изменялась как в пределах каждого из промежуточных режимов циклических нагружений, так и при переходе на более высокие уровни нагрузки. При этом  $\psi_b = 0,86 \dots 0,97$ .

Согласно замерам деформаций по высоте сечения балок, в процессе приложения переменной нагрузки эпюра средних деформаций бетона сжатой зоны сохраняет треугольную форму, а деформации бетона и арматуры при этом пропорциональны расстояниям до нейтральной оси. Это доказывает возможность применения гипотезы плоских сечений для средних сечений железобетонных изгибаемых элементов при расчете на повторяющиеся нагрузки по II группе предельных состояний.

Изменение начальной высоты сжатой зоны во всех испытанных образцах, которая была большей в балках с более высоким уровнем преднапряжения (см. табл. 2), при повторных нагрузках происходило незначительно. При переходе балок 1-й группы на более высокие уровни нагрузки высота сжатой зоны уменьшалась, но затем в процессе приложения циклической нагрузки в пределах каждого этапа существенно не изменялась.

Многочисленное приложение нагрузки вызывало дальнейшее увеличение начальных прогибов. Причем разница между суммарными прогибами балок, испытанных поэтапно, и прогибами близнецов, испытанных при наиболее высоком уровне нагрузки, была незначительной (рис. 2). Относительное увеличение прогибов при этом было соизмеримо с увеличением средних деформаций арматуры и бетона. В частности, на 1-м этапе нагружений увеличение прогибов балок независимо от уровня преднапряжения составило 13...18% (в бетоне и арматуре 10...18 и 10...16%). Для балок, испытанных при более высоких уровнях нагрузки, увеличение прогибов было несколько меньшим (4...14%).

До приложения повторной нагрузки все балки в зоне чистого изгиба имели трещины, образовавшиеся при первом статическом нагружении. Ширина их раскрытия зависела от преднапряжения арматуры. Повторные загрузки вызвали увеличение раскрытия и возрастание длины трещин, причем наибольшее их приращение наблюдалось в первые 20...300 тыс. циклов независимо от режима переменной нагрузки. Перед разрушением ширина раскрытия трещин была примерно одинаковой для каждой пары образцов-близнецов независимо от последовательности загрузки каждого из них (см. табл. 2).

Анализ экспериментов показал, что число нагружений балки до усталостного разрушения уменьшается при повышении уровня максимальной нагрузки цикла и значительно возрастает при увеличении степени преднапряжения арматуры (см. табл. 2). Так как после образования трещин напряжения в арматуре опытных балок с различным уровнем обжатия при одинаковом

уровне максимальной нагрузки цикла мало отличаются между собой, главным фактором, определяющим их выносливость, явился коэффициент асимметрии напряжений в арматуре, который с повышением степени преднапряжения увеличивается вследствие снижения перепада между  $\sigma_{s, min}$  и  $\sigma_{s, max}$ . Так, если в балке с ненапрягаемой арматурой после приложения 200 тыс. циклов начального режима ( $\gamma_1 = 0,6$ ) он равнялся 0,52, то в балках с наибольшим уровнем преднапряжения  $\sigma_{sp}/R_{sn} = 1$  его значение составило 0,8. Причем в пределах базового числа каждого режима повторных нагружений ( $0 < N \leq 2 \cdot 10^6$ )  $\sigma_s$  изменялся незначительно, а с повышением уровня нагрузки  $\gamma$  его значение уменьшалось (рис. 3).

Поскольку в качестве верхней напрягаемой арматуры использовали затяжку, снимаемую при первом нагружении до уровня минимальной нагрузки цикла, полученные результаты можно распространить на балочные элементы с двойной напрягаемой арматурой.

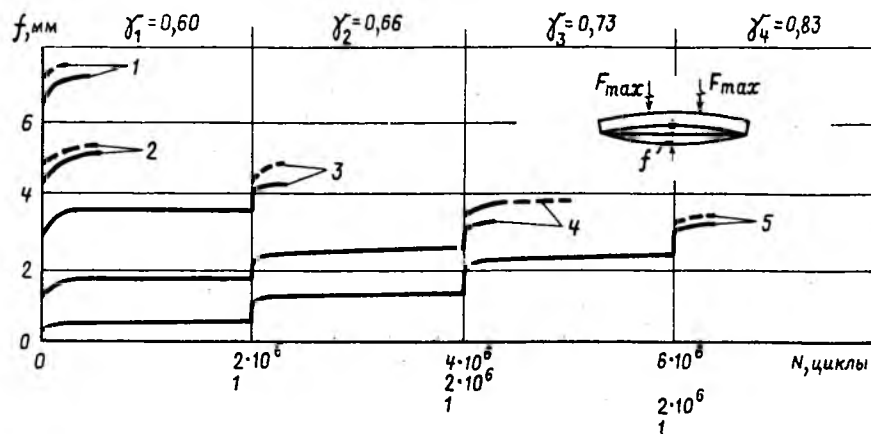


Рис. 2. Изменение прогибов балок при испытании в различных режимах многократно повторяющейся нагрузки  
Условные обозначения см. рис. 1

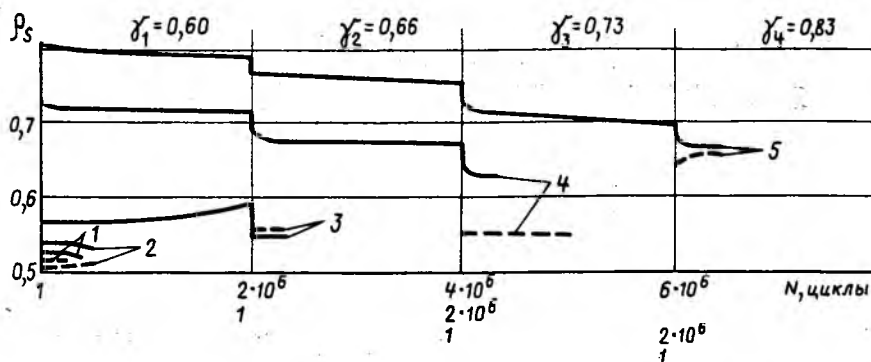


Рис. 3. Изменение коэффициента асимметрии напряжений в арматуре при испытании балок в различных режимах многократно повторяющейся нагрузки  
Условные обозначения см. рис. 1

## Выводы

Загружение балок поэтапно меньшими разрушающими уровнями повторной нагрузки на базе  $2 \cdot 10^6$  циклов практически не влияет на их выносливость при разрушении от усталостного разрыва арматуры.

Разница между суммарными деформациями арматуры и бетона нормальных сечений балок, испы-

танных поэтапно при нарастающих режимах многоцикловых нагружений, и соответствующими деформациями образцов-близнецов, испытанных сразу при разрушающем режиме, незначительна. Аналогичные результаты получены для прогибов и ширины раскрытия трещин.

Проведенные опыты показали, что методику расчета нормальных

сечений железобетонных изгибаемых элементов на многократно повторяющуюся нагрузку по I и II группам предельных состояний можно перенести на нестационарные режимы, поскольку промежуточные уровни нагружений практически не влияют на выносливость и напряженно-деформированное состояние преднапряженных балок.

УДК 624.012.35:62-192

Е. В. БАКЛУШЕВ, инж. (ЦНИИПромзданий)

## Влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки на надежность внецентренно сжатых элементов

Расчет железобетонных конструкций на прочность производят полувероятностным методом, при котором нормируют надежность нормативных сопротивлений арматуры и бетона. При этом можно ожидать, что надежность железобетонных конструкций, рассчитанных на прочность по одним и тем же расчетным сопротивлениям арматуры и бетона, примерно одинакова. Однако сжатые элементы являются менее надежными, чем изгибаемые\*.

Из предварительного анализа результатов испытаний внецентренно сжатых элементов следует, что надежность расчета по СНиП 2.03.01—84 для выборки элементов с малой и средней гибкостью ( $\lambda=5...18$ ) выше, чем для элементов с большей гибкостью ( $\lambda=19...41$ ). Следовательно, колонны с различной гибкостью неравнонадежны.

В современной практике строительства многоэтажных промзданий колонны с  $\lambda \geq 20$  практически не встречаются; в основном  $\lambda=8...16$ . В одноэтажных бескрановых зданиях используют одноветвевые колонны с  $\lambda=24$  (при высоте колонн 14,4 м). При  $h > 14,4$  м применяют двухветвевые колонны, а наиболее распространены одноветвевые колонны бескрановых зданий высотой 6;

7,2 и 8,4 м с  $\lambda=18...21$ . Если колонны с гибкостью  $\lambda=20...24$  достаточно надежны, то в колоннах средней гибкости имеются неучтенные резервы надежности. По прочности они определяются, в основном, надежностью расчетных оценок минимальной прочности бетона и арматуры, что заложено в расчетные характеристики материалов, а также надежностью и точностью применения расчетных формул, т. е. запасом, включенным в расчетные формулы.

Надежность расчета определяется вероятностью того, что расчетная оценка несущей способности, вычисленная по СНиП 2.03.01—84 с использованием расчетных сопротивлений арматуры и бетона, фактических данных о геометрических размерах образца и начальном эксцентриситете приложения нагрузки, окажется меньше опытного разрушающего усилия, т. е.  $P(N_{\text{разр}} > N_{\text{расч}})$  или  $P(C > 1)$  ( $C = N_{\text{разр}}/N_{\text{расч}}$ ). Для оценки точности и надежности расчетных формул при установлении несущей способности используют фактические сопротивления бетона и арматуры.

Для определения надежности расчетных формул и расчета по СНиП 2.03.01—84 применили результаты почти 600 испытаний на сжатие прямоугольных железобетонных элементов с арматурой классов А-I...А-III. Расчетные сопротивления бетона для расчета несущей способности принимали равными 66 % экспериментальной

оценки призмной прочности (с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{b2}=1,1$ ). В американских опытах, где прочность на сжатие устанавливали по испытаниям цилиндров размером  $15 \times 30$  см, на основании анализа призмную прочность принимали 95 % цилиндровой.

Несущую способность железобетонных элементов определяем с использованием ЭВМ по СНиПу (общий случай расчета). Величину сжатой зоны бетона и напряжения в арматуре находят итерационным способом. Сходимость считается удовлетворительной, когда  $|N_{\text{внеш}} - N_{\text{внутр}}| = 0,01R_b B$  ( $N_{\text{внеш}}$  — усилие от внешней нагрузки;  $N_{\text{внутр}}$  — несущая способность элемента;  $R_b$  — расчетное сопротивление бетона на сжатие;  $B$  — ширина образца).

Влияние прогиба внецентренно сжатых элементов на их несущую способность учитывают умножением эксцентриситета  $e_0$  на коэффициент продольного изгиба  $\eta$ , который определяют по формуле  $\eta = 1/(1 - N_{\text{расч}}/N_{\text{кр}})$  ( $N_{\text{кр}}$  — условная критическая сила).

Расчетную продольную силу  $N_{\text{расч}}$  находят из условий равенства моментов относительно центра тяжести растянутой арматуры внутренних и внешних сил  $\Sigma M = 0$ , т. е.  $N_{\text{расч}} e = M_{\text{внутр}}$ , откуда  $N_{\text{расч}} = M_{\text{внутр}}/(\eta e_0 + z/2)$  ( $z$  — расстояние между сжатой и растянутой арматурой).

Поскольку в среднем  $N_{\text{разр}}/$

\* Сапожников Н. Я. Надежность сжатых элементов и ее нормирование для железобетонных конструкций // Бетон и железобетон.— 1988.— № 11.— С. 18—20.

Характеристики распределения	$C = K_1\lambda + K_2(e_0/h) + A$	$C = K_1\lambda + A$
Дисперсия	0,117/0,076	0,118/0,081
Стандарт	0,342/0,276	0,343/0,287
Коэффициент вариации	0,244/0,264	0,245/0,274
Коэффициент корреляции	0,226/0,288	0,217/0,114
Частный коэффициент корреляции при учете гибкости	0,198/0,026	—/—
относительного эксцентриситета	0,066/0,279	—/—

Примечание. Перед чертой — надежность расчета; после черты — надежность расчетных формул.

$N_{расч} \approx 1,6$ , то для нахождения  $\eta$  и  $x$  в расчет вводят  $N = N_{разр}/1,6$ . При данном приближении получаемая  $N_{расч}$  незначительно отличается от  $N$  при  $\lambda = 5 \dots 12$ . Однако при большой гибкости различие между  $N_{расч}$  и  $N$  становятся существенным. Одна из причин этого во влиянии продольного изгиба внецентренно сжатых элементов.

Для точного определения  $N_{расч}$  использовали итерационный метод сходимости  $N_{расч} = N$ . Процесс считается законченным, когда  $|1 - N/N_{расч}| = 0,01$ , т. е.  $N_{расч}$  подсчитывают с точностью до 1%. При таком методе расчета коэффициент продольного изгиба  $\eta$  и сжатая зона бетона  $x$  точно соответствуют расчетной продольной силе  $N_{расч}$ .

Полученные значения в результате расчета  $N_{расч}$ ,  $C = N_{разр}/N_{расч}$ , а также геометрические параметры опытных образцов, физические характеристики материалов, относительный эксцентриситет приложения нагрузки и некоторые промежуточные результаты использовали в дальнейшей статистической обработке. Для определения зависимости  $C$  от различных факторов применяли математические методы регрессивного и корреляционного анализа, при которых исследовали и обобщили взаимосвязь варьируемых признаков. Наиболее простым и являются линейные уравнения регрессии. Для определения коэффициентов использовали метод наименьших квадратов. Статистическую обработку результатов испытаний провели для оценки надежности расчета, а также точности и надежности расчетных формул. При этом исследовали зависимость  $C = N_{разр}/N_{расч}$  от гибкости  $\lambda$  и относительного эксцентриситета приложения нагрузки  $e_0/h$  в виде уравнения регрессии  $C = K_1\lambda + K_2(e_0/h) + A$  ( $K_1, K_2$  — коэффициенты при переменных;  $A$  — свободный член, приведенные в табл. 1). Кроме того, изучили зависимость  $C$  только от  $\lambda$  ( $C = K_1\lambda + A$ ).

При исследовании влияния не-

Таблица 1

Коэффициенты регрессии	$C = K_1\lambda + K_2(e_0/h) + A$	$C = K_1\lambda + A$
$K_1$	—0,00722 / —0,00079	—0,00852 / —0,00366
$K_2$	0,0703 / 0,2494	—/—
$A$	1,466 / 0,951	1,505 / 1,091

Примечание. Перед чертой — надежность расчета; после черты — надежность расчета формул.

скольких факторов ( $\lambda, e_0/h$ ) на результатный признак  $C$  большое значение имеют частная регрессия и корреляция. В этом случае выявлена взаимосвязь, существующая между одним из факторов и результатом при условии, что остальные факторы остаются неизменными на среднем уровне. Для получения уравнений частной регрессии в уравнение множественной регрессии вместо переменной ( $\lambda$  или  $e_0/h$ ) подставляли их средние значения по выборке  $C = K_1\lambda + K_2(e_0/h) + A$ ;  $C = K_1\lambda + K_2(e_0/h) + A$  [ $\lambda$  и ( $e_0/h$ ) — средние значения гибкости и относительного эксцентриситета по данной выборке образцов]. Результаты статистического анализа приведены в табл. 2.

Следует отметить, что коэффициенты корреляции невелики, поскольку они учитывают изменение среднего значения  $C$  лишь в зависимости от гибкости образцов и эксцентриситета приложения нагрузки и не учитывают разброс  $C$ , вызванный другими факторами.

**Выводы**

Корреляционный анализ и построение линий регрессии показывают в общем случае, что с увеличением гибкости внецентренно сжатых элементов  $C$  уменьшается (коэффициент в уравнениях регрессии при  $\lambda$  имеет знак «минус»), а с увеличением относительного эксцентриситета приложения нагрузки  $e_0/h$   $C$  увеличивается (коэффициент при  $e_0/h$  имеет знак «плюс»). Последнее, по-видимому, связано с преобладанием изгиба при разрушении элемента.

При анализе надежности расчета из двух факторов лишь гибкость влияет на  $C$  (коэффициент корреляции при переходе от одномерной к двумерной линии регрессии, т. е. при дополнительном учете влияния  $e_0/h$  на  $C$  изменяется незначительно: 0,226 вместо 0,217, при этом коэффициенты частной корреляции, учитывающие зависимость  $C$  от  $\lambda$  и  $e_0/h$ , равны 0,198 и 0,066).

Зависимость  $C$  от  $e_0/h$  незначительна.

Гибкость при оценке точности и надежности расчетных формул почти не влияет на  $C$  (значение частных коэффициентов корреляции, учитывающих раздельное влияние факторов  $\lambda$  и  $e_0/h$ , равно 0,026 и 0,279).  $C$  зависит в основном от изменения относительного эксцентриситета приложения нагрузки. В данном случае отсутствует одна из причин уменьшения  $C$  с увеличением гибкости, связанная с меньшей надежностью расчетных сопротивлений арматуры, чем бетона. При увеличении гибкости повышается роль арматуры в работе внецентренно сжатых элементов.

Полученные результаты позволяют разработать предложения по корректировке расчета внецентренно сжатых элементов в зависимости от их гибкости для достижения равнонадежности во всем диапазоне изменения гибкости.

Представляется целесообразным за эталон принять надежность элементов с гибкостью  $\lambda = 18 \dots 24$  (колонны с такой гибкостью достаточно широко применяются для одноэтажных промзданий). Тогда в колоннах малой и средней гибкости ( $\lambda < 18$ ) отмечаются неучтенные резервы надежности. Определение надежности гибких железобетонных колонн ( $\lambda > 24$ ) требует дополнительных исследований.

**Внимание специалистов!**

Организация по договорной цене предлагает прибор для неразрушающего контроля прочности бетона — молоток Кашкарова и склерометр НИИЖБ.

Тел. 174-88-05, 171-67-00.

## Морозостойкие бетоны

Известно, что замораживание и оттаивание при контакте бетона с растворами солей действует на обычные бетоны более разрушающе, чем замораживание и оттаивание в воде. Особенно остро повреждение бетона от такого воздействия проявляется в цементобетонных дорожных покрытиях, при эксплуатации которых применяют хлористые соли для борьбы с гололедом. Такие же повреждения возникают и в сооружениях, подвергающихся действию морской воды в районах с суровым климатом и при строительстве в районах с вечномёрзлыми засоленными грунтами.

Известны [1...5] различные представления о причинах усиления разрушения при одновременном действии попеременного замораживания-оттаивания и растворов солей. Однако единой точки зрения на механизм разрушения нет.

Некоторые данные о механизме повреждения бетона при комплексном воздействии солей и мороза могут дать исследования прочности бетона при отрицательных температурах в связи с включением льда в прочностную структуру бетона, что позволит косвенно отражать

количество и свойства образующегося льда и определять возможное разрушающее воздействие замерзающего солевого раствора.

Для выяснения причин повреждения бетона и разработки бетонов, стойких в условиях морозно-солевого воздействия, проводили экспериментальные исследования на образцах мелкозернистого бетона — призм размером 4×4×16 и кубах с ребром 7 и 10 см. В качестве вяжущего использовали портландцемент марки 500 Сёбряковского завода и микрокремнезем Челябинского алюминиевого завода. Для получения бетонов с различной структурой изменяли В/Ц, при этом при низких В/Ц, равных 0,3 и 0,26, вводили добавку суперпластификатора С-3 и воздухововлекающую добавку ППФ (табл. 1). Это позволило получить бетоны разной структуры пяти составов (табл. 2).

Образцы-призмы высушивали при 60 °С до постоянной массы и затем насыщали водой и растворами хлористого натрия разной концентрации. Для наиболее полного насыщения образцы заливали водными растворами NaCl после вакуумирования в течение 8 ч (ва-

куум 0,1 МПа) и выдерживали 7 сут. Результаты о насыщении представлены в табл. 2.

Прочность образцов при отрицательных температурах от 0 до —50 °С представлена в табл. 3 и на рисунке.

Из этих данных следует, что насыщение бетона водными растворами NaCl различной концентрации изменяет характер повышения прочности замороженного до эвтектической температуры (для NaCl —21,2 °С) бетона. Так, насыщенный водой бетон с кубиковой прочностью 18 МПа при температуре ниже 0 °С быстро увеличивает прочность. Это свидетельствует о том, что в бетоне имеется большой объем крупных пор, в которых вода замерзает при температуре около 0 °С. Наблюдается рост прочности при замораживании и у образцов, насыщенных 5 %-ным раствором NaCl, но значительно меньше, чем у насыщенных водой. При насыщении бетона растворами NaCl 15- и 25 %-ной концентрации рост прочности при температуре до эвтектической точки незначителен или совсем не наблюдается.

Таким образом, при замораживании бетона, насыщенного солевым раствором, до температур выше эвтектических прочность увеличивается в меньшей степени, чем при замораживании бетона, насыщенного пресной водой.

При замораживании до температур ниже эвтектических ясной зависимости между приростом прочности бетона и концентрацией раствора не наблюдается. Это свидетельствует о том, что такие температуры менее опасны, так как при них поровая жидкость переходит в твердую фазу и останавливает деструктивные процессы в бетоне. Экспериментально установлено, что прочность при изгибе в 2...3 раза более чувствительна к понижению температуры, чем прочность при сжатии, а с повышением кубиковой прочности бетона прирост прочно-

Таблица 1

№ состава	В/Вяж.	Расход материалов, кг/м <sup>3</sup>					Добавка, % вяжущего		О. К., см	Объем воздуха, %
		цемент	микрокремнезем	вода	песок	щебень	С-3	ППФ		
1	0,75	228	—	170	636	1273	—	—	3,7	3,0
2	0,62	293	—	182	636	1218	—	—	2,2	1,6
3	0,42	423	—	178	558	1186	—	—	3,0	1,4
4	0,30	410	—	124	620	1100	0,8	0,030	1,8	8,5
5	0,26	421	31	119	610	1154	1,0	0,023	2,1	7,0

Таблица 2

№ состава	В/Вяж.	Водопоглощение (ГОСТ 12730.3)		Объем вложенного воздуха, %	Водонасыщение, %, по объему образцов-призм раствором NaCl концентрацией, %			
		по массе	по объему		0	5	15	25
1	0,75	5,11	11,45	3,0	13,24	13,49	13,40	12,60
2	0,62	4,76	10,96	1,6	11,46	12,23	11,98	11,39
3	0,42	4,08	9,47	1,4	9,70	10,06	9,98	9,73
4	0,30	2,93	6,70	8,5	7,13	—	6,64	—
5	0,26	1,55	3,57	7,0	3,51	—	3,31	—



№ состава	Кубиковая прочность, МПа	Концентрация раствора, %	Прочность, МПа, в замороженном состоянии при температуре, °С					
			0	-10	-20	-30	-40	-50
1	18	0	2,7/19,5	11,7/25,2	14,0/32,2	17,8/41,6	17,9/50,1	17,3/56,4
	18	5	2,5/18,4	7,0/21,5	10,0/26,5	14,2/37,4	17,3/39,2	18,6/41,1
	18	15	2,5/17,4	2,3/19,0	3,5/27,7	15,6/35,2	16,3/36,6	17,8/48,8
	18	25	2,9/19,0	3,0/19,8	2,3/19,9	17,3/36,8	17,3/45,5	17,8/49,2
2	35	0	4,1/30,5	14,6/32,0	17,8/37,6	19,4/53,1	18,9/59,1	18,2/59,5
	35	5	3,9/32,2	8,8/32,6	13,4/36,0	16,2/44,8	19,0/47,1	19,3/53,0
	35	15	3,8/35,5	3,6/35,4	4,1/36,7	14,3/45,0	17,1/45,1	17,4/53,7
	35	25	3,7/35,5	3,7/35,7	3,6/36,6	16,6/42,8	17,7/48,1	17,3/53,8
3	58	0	6,0/51,4	11,3/52,0	12,7/55,4	15,6/65,2	18,0/72,2	16,3/75,6
	58	5	5,9/51,7	9,1/51,4	11,5/52,2	14,9/58,7	19,2/64,1	18,0/73,0
	58	15	5,4/52,0	5,4/52,5	5,5/52,3	13,8/58,3	15,2/63,4	16,6/70,3
4	40	0	9,2/56,3	—	—	—	—	18,6/69,2
	40	15	9,1/55,2	—	—	—	—	18,2/73,2
5	65	0	14,1/84,1	—	—	—	—	17,4/87,2
	65	15	14,1/83,8	—	—	—	—	19,0/90,8

Примечание. Перед чертой — прочность при изгибе, после черты — прочность при сжатии.

сти при замораживании снижается. Образцы всех пяти составов подвергали также испытанию на морозостойкость по третьему мето-

ду ГОСТ 10060—87 и замораживанию в 5 %-ном растворе NaCl при стационарной температуре -15 °С. Бетон соответствовал сле-

дующим маркам по морозостойкости:

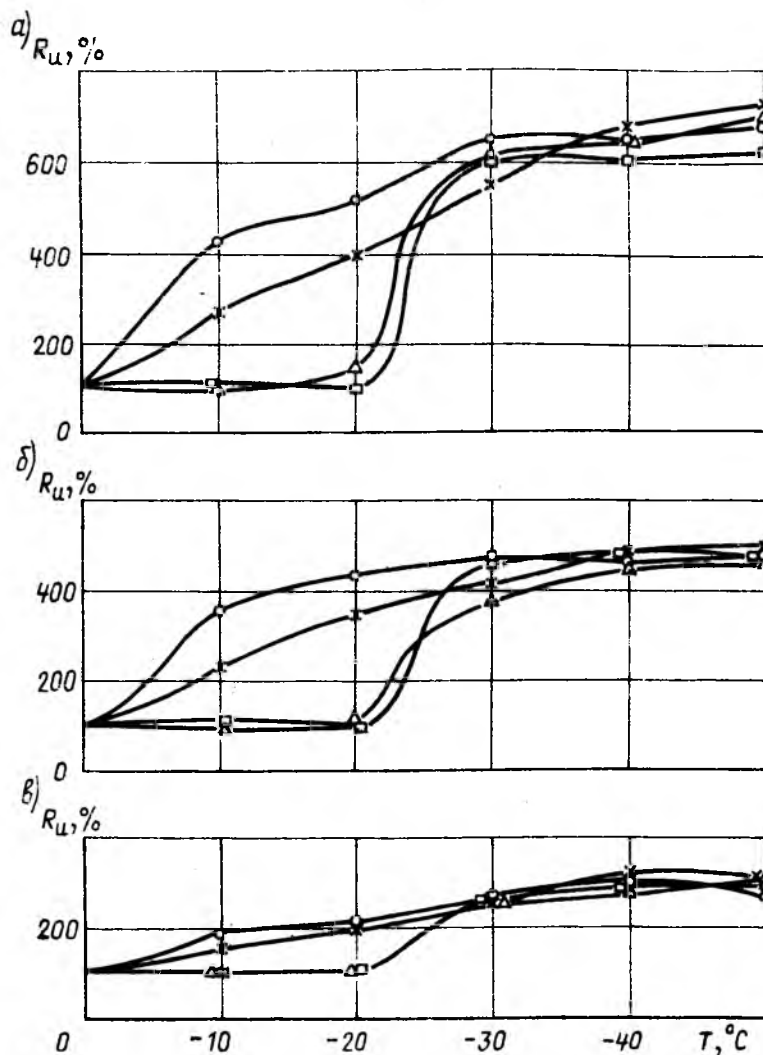
F75, F100, F300, состав 4 допускаемого снижения прочности достиг после 102 циклов, состав 5 — после 158 циклов, т. е. марка по морозостойкости для обычного бетона выше из шкалы ГОСТа, а по шкале для дорожных и аэродромных покрытий соответствовала F600 и F800. Вмороженные в солевой раствор образцы также показали разную стойкость. Если призмы из бетона состава 1 за месяц разрушились, то составов 2 и 3 имели значительные разрушения и снижение прочности при изгибе на 62 и 25 %, при сжатии — на 54 и 17 % соответственно. В призмах составов 4 и 5 не наблюдалось снижения прочностных свойств даже через 12 мес.

### Выводы

На ускоренное разрушение бетона при комплексном воздействии растворов солей и мороза влияют особенности изменения прочности насыщенного соевыми растворами замороженного бетона по сравнению с пресноводной средой.

По увеличению прочности бетонных образцов, насыщенных водой или водными соевыми растворами, в замороженном при минус 50 °С состоянии можно судить о морозостойкости бетона. Бетоны, имеющие не морозосолеустойкую структуру при замораживании, повышают прочность при изгибе в 3...6 раз, бетоны, незначительно повышающие (на 30...40 %) прочностные свойства при замораживании, являются высокоморозосолеустойкими.

Для повышения морозосолеустой-



Относительное изменение прочности при изгибе бетонных образцов-призм, насыщенных водой и водными растворами NaCl, в зависимости от температуры замораживания

a —  $R_{вк} = 10$  МПа; б —  $R_{вк} = 35$  МПа; в —  $R_{вк} = 58$  МПа; среда насыщения; ○ — вода, × — 5 %-ный раствор NaCl, △ — 15 %-ный раствор NaCl, □ — 25 %-ный раствор NaCl

кости цементных бетонов необходимо использовать высокоэффективные химические и высокоактивные (типа микрокремнезема) минеральные добавки, повышающие прочность и снижающие проницаемость материала. В плотном, недоступном для агрессивных солевых растворов бетоне не будет причин для возникновения кристаллизационного давления льда, вызванного им гидравлического давления, а также

выщелачивания извести, так как минеральная добавка микрокремнезема связывает  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  и дополнительно повышает прочность бетона.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Адамчик К. А. Коррозионная морозостойкость бетонов // Тр. НИИЖБ.— Вып. 22.— М.: Стройиздат, 1961.— С. 105—118.
2. Матвеева О. И. Бетоны, стойкие в агрессивных мерзлотно-грунтовых условиях (на примере Центральной Якутии):

Автореф. дис. ... канд. техн. наук.— М., 1987.— 24 с.

3. Кокин В. П., Гладков В. С. Стойкость бетонов при вмораживании в растворы солей // Вопросы долговечности бетона транспортных сооружений.— М.: ВНИИ транспортного строительства, 1979.— С. 125—134.
4. Бабускин В. И. Защита строительных конструкций от коррозии, старения и износа.— Харьков. Выща школа/Изд-во при Харьковском ун-те, 1989.— 168 с.
5. Подвальный А. М. Элементы теории стойкости бетона и железобетонных изделий при физических воздействиях среды: Автореф. дис. д-ра техн. наук.— М., 1987.— 41 с.

## Стандарты и нормативные документы

уздк 693.54(006)

Ю. Г. ХАЮТИН, д-р техн. наук, В. А. ДОРФ, канд. техн. наук  
(Ин-т Оргэнергострой)

### О строительных нормах на производство бетонных работ

Многие годы, особенно перед очередным пересмотром СНиПов, проходят достаточно бесплодные дискуссии о статусе действующих в строительстве нормативных документов: с одной стороны, о единой системе нормативов в рамках государственных стандартов и, с другой,— о сложности перевода в ГОСТы некоторых требований и рекомендаций, регламентируемых в СНиПах.

Окончательно СНиПы не отменяются, однако при очередном пересмотре систематически сокращается содержательная часть документа. В результате этого отдельные главы и их разделы лишаются смысла. Такое положение наиболее характерно для III части СНиПа, что неблагоприятно сказывается на качестве производства строительных работ.

Негативные результаты отмеченого можно иллюстрировать на примере раздела 2 «Бетонные работы» СНиП 3.03.01—87 и особенно параграфов «Материалы для бетона» и «Бетонные смеси», которые должны регламентировать требования к материалам для бетона, составу бетонной смеси, технологии

ее приготовления и транспортирования.

С первого пункта раздела (п. 2.1) виден формальный подход к документу. В нем требуется проводить приемку цементов по ГОСТ 22236, что явилось основанием для исключения из СНиП 3.03.01—87 существовавших в предыдущих редакциях СНиПа конкретных требований по оценке активности цемента потребителем и, в частности, при использовании цемента после 2 мес с момента его изготовления. На самом деле ГОСТ 22236 регламентирует только приемку цемента на предприятиях-изготовителях и не касается проблем потребителей.

Действующий СНиП не дает никаких указаний по одной из основных технологических процедур — проверке точности дозирования составляющих бетон материалов. Исключены действовавшие ранее регламенты по статистической оценке погрешности дозирования для дозаторов циклического действия, а также по методике оценки погрешностей дозирования дозаторов непрерывного действия. Отсутствуют требования по процедуре метрологической поверки дозато-

ров. Исключение этих требований тем более непонятно, что они отсутствуют и в ГОСТ 7473, в то время как в новом СНиПе сохранены регламентированные этим стандартом общие требования о необходимости дозирования по массе сухих составляющих и возможности дозирования по объему воды и жидких добавок.

Необъяснимо исключение регламента контроля концентрации раствора водных добавок к бетонной смеси. Эти требования следовало бы развить с учетом расширения номенклатуры применяющихся добавок, чувствительности многих из них к температуре среды, особенностей технологии применения суперпластификаторов.

Парадоксально, что в период, когда применение автобетоносмесителей было крайне ограничено, действовавшие с 1962 г. СНиПы регламентировали важные технологические параметры этой технологии. Сегодня же, когда автобетоносмесители широко применяются, эти требования не отражены в нормативах.

При разработке СНиП III-B.1-70 и в дальнейшем СНиП III-15-

76 специалисты единодушно признали целесообразным включить требование по оптимальной продолжительности перемешивания бетонной смеси применительно к конкретным оборудованию и материалам для каждого бетонного завода. При отсутствии данных опытной проверки необходимо было пользоваться обобщенной таблицей, регламентирующей наименьшую продолжительность перемешивания. Сегодня эти положения из СНиПа исключены, а ссылка на ГОСТ 7473 оставляет для всех предприятий общий для всех норматив наименьшей продолжительности перемешивания, что бесспорно отрицательно отразится на экономике предприятий.

В п. 2.7 СНиП 3.03.01—87 утверждается, что приведенная в нем табл. I содержит «требования к составу, приготовлению и транспортированию бетонных смесей». Фактически же таблица касается только двух параметров крупного заполнителя: числа фракций и наибольшей крупности. Требования к этим параметрам содержат переработанные указания п. 4.7 и 4.8 ранее действовавшего СНиП III-15-76. Эта переработка сделана неудачно. Так, требования упомянутой выше табл. I нового СНиПа вызывают необходимость применения заполнителей двух фракций даже при номинальном размере 20 мм. Соблюдение этого требования привело бы к запрету производства работ практически на всех строительных объектах, повсеместно использующих фракцию заполнителя 5...20 мм.

Формально использование редакции п. I табл. I СНиПа требует применить не менее двух фракций крупного заполнителя даже при максимальной крупности 10 мм, что является абсурдом. Это противоречит ГОСТ 10268, допускающему применение смеси двух смежных фракций заполнителей. На этот ГОСТ в новом СНиПе нет ссылки.

В рассматриваемой табл. I СНиПа регламентирован «измерительный» контроль числа фракций крупного заполнителя, хотя этот параметр не подлежит измерению вообще. Следующей ошибкой здесь является ссылка на ГОСТ 10260, не относящийся к измерениям и контролю, а регламентирующий технические условия только для одного из видов крупных заполнителей — щебня из гравия.

В той же таблице дано ограничение зерен заполнителя наибольшего

размера до 15 % общей массы заполнителя для смесей, перекачиваемых бетононасосом. Такое ограничение относилось ранее к общему случаю, а также в отдельности к зернам лещадной и игловатой форм, а теперь — только к зернам лещадной и игловатой форм. В результате можно закупить составы для расширяющейся сферы применения бетононасосного транспорта с повышением вероятности образования пробок и соответственно увеличить трудозатраты на их устранение, а также снизить технологические параметры бетононасосной технологии.

Непонятно, почему из СНиПа исключены нормировавшиеся ранее требования по ограничению крупности зерен заполнителя для бетонных смесей, подаваемых по хоботам и виброхоботам. В СНиП 3.03.01—87 даже не упоминаются пневмомагнетатели, поэтому было бы правильно все требования, адресованные бетононасосам, распространить на подачу бетонной смеси трубопроводным транспортом. Из СНиПа исключены важнейшие технологические ограничения, в частности, по перерывам в бетонировании конструкций для предотвращения трещин от осадки бетонной смеси, по правилам бетонирования сложных конструкций и др.

Все вышеизложенное свидетельствует о том, что в существующем сокращенном виде СНиП не может являться рабочим документом для непосредственного использования в производстве. Его лаконичность могла бы компенсироваться выпуском подробных пособий к нему. Однако практика показывает, что пособие отстает от издания СНиПов на несколько лет и зачастую выходит в свет к моменту появления новой редакции СНиПа (как это было с пособиями к СНиП 3.02.01—83 «Основания и фундаменты»).

Наряду с недостаточной общей информативностью, СНиП 3.03.01—87 (раздел «Бетонные работы») имеет и другие недостатки, к числу которых следует отнести несбалансированность подразделов. Наряду с уже отмеченным сокращением либо исключением важнейших требований по основным технологическим переделам бетонных работ приводятся детальные указания по алмазной резке, вплоть до расхода охлаждающей жидкости и марок алмазного порошка.

Несбалансированность проявляется и внутри подразделов СНиПа. Так, для легких бетонов вполне правомерно введены требования к прочности бетона в момент распалубки, а для обычного тяжелого они отсутствуют.

Важнейшим недостатком большинства нормативов в области технологии строительного производства и в том числе рассматриваемого СНиПа, является недостаточная обоснованность количественных критериев технологии и в особенности критериев качества. Подобные критерии в других областях техники (машиностроении, электронной, химической промышленности и пр.) вырабатываются на основе многолетних систематических и целенаправленных статистических обследований реальных производственных процессов с учетом используемых оборудования, технологии, материалов, квалификации кадров и других условий. Анализ получаемых таким образом данных совместно с результатами специально поставленных экспериментальных и расчетных исследований позволит установить, с одной стороны, реально достижимые в конкретных производственных условиях и, с другой, — технически целесообразные значения критериев. Их нормирование следует проводить на основе экономического компромисса.

В области строительства такая работа в целом не проводится. К ее организации необходимо привлечь широкий круг научно-исследовательских и проектно-технологических институтов.

К сожалению, составители СНиП 3.03.01—87 не учли даже имеющиеся обоснования отдельных критериев качества. Так, несмотря на имевшиеся в процессе разработки СНиПа предложения, в подразделе «Приемка бетонных и железобетонных конструкций...» остались совершенно нерациональные допуски геометрических размеров монолитных конструкций. Достаточно рассмотреть регламентированное для любых фундаментов предельное отклонение 20 мм. Данные обследований нескольких тысяч конструкций показывают, что действительные отклонения превышают, как правило, допустимые СНиПом в 2...10 раз. В частности, среднеквадратические отклонения размеров сечения колонн составляют 33, балок и ригелей 71, а стаканов фундаментов под колонны —

112 мм. Следовательно, требования СНиПа в этой части почти повсеместно не выполняются.

С другой стороны, для конструкций длиной несколько десятков метров, например фундаментов турбогенераторов, допустимое отклонение 20 мм требует точности в долях процента, что, очевидно, намно-

го меньше точности их конструктивного расчета.

Таким образом, невыполнимость, с одной стороны, и конструктивная необоснованность, с другой, сверхжестких допусков, принятых в нормах, приводит к полному пренебрежению к ним на практике и дискредитации даже

вполне обоснованных норм.

Оценивая сложившееся положение в области нормирования технологии бетонных работ, целесообразно в ближайшее время пересмотреть раздел «Бетонные работы» СНиП 3.03.01—87 и одновременно подготовить развернутое пособие к нему.

УДК 693.54(006)

## По поводу статьи Ю. Г. Хаютина и В. А. Дорфа «О строительных нормах на производство бетонных работ»

Авторы поднимают актуальные вопросы, касающиеся содержания СНиП 3.03.01—87 «Несущие и ограждающие конструкции», одним из разработчиков которого они являются.

При подготовке нового издания СНиПа ставилась задача в предельно сжатой форме изложить основные требования к производству и приемке строительно-монтажных работ, не повторяя положений, изложенных в других нормативных документах. Отсюда обилие в СНиПе ссылок на ГОСТы особенно в разделе, касающемся производства бетонных работ. Одновременно предполагалось, что основные положения СНиПа получат дальнейшее развитие в выпущенном вслед за ним пособии. Однако из-за отсутствия финансирования пособие до настоящего времени не издано. Его выпуск снял бы многие проблемы.

В то же время некоторые вопросы, не получившие, по мнению авторов статьи, достаточного освещения в СНиПе, относятся к процессам приготовления бетонных смесей, на которые имеются ГОСТы. К ним относятся требования по проверке точности дозирования составляющих, регламенты по статистической оценке погрешности для циклических дозаторов и методике оценки погрешности дозирования для дозаторов непрерывного действия, требования по процедуре метрологической поверки дозаторов, регламент контроля концентрации раствора водных добавок

к бетонной смеси, с учетом расширения номенклатуры добавок, в том числе суперпластификаторов, параметры технологии (плечо доставки, раздельная выдача и т. д.) с применением автобетоносмесителей. Эти требования должны быть внесены в соответствующие дополнения к стандартам. Однако это не снимает необходимости срочного выпуска пособия к СНиПу.

Согласны с авторами статьи в том, что приведенные в нормах требования к качеству производства бетонных работ не всегда обоснованы с технологической точки зрения и не учитывают состояния современной производственной базы.

В других областях такие требования вырабатываются на основе многолетних статистических обследований реальных производственных процессов с учетом используемых оборудования, технологии, материалов, квалификации кадров и других условий. Это требует специально поставленных экспериментальных и расчетных исследований и позволяет установить реально достижимые результаты в зависимости от уровня производства и технически целесообразные значения критериев. Нормирование производится на основе экономического компромисса. Мы разделяем мнение, что к проведению обследования объектов строительства следует привлечь широкий круг специалистов научно-исследовательских и проектных институтов.

В то же время с некоторыми

замечаниями авторов статьи согласиться нельзя. Так, они отмечают отсутствие ссылки на ГОСТ 10268 в СНиП 3.03.01—87, которая приведена в Приложении 7 данного СНиПа.

Что касается отдельных неточностей табл. 1, п. 2.7 по допускам на «Приемку бетонных и железобетонных конструкций», то следует согласиться с предложением авторов статьи о доработке раздела «Бетонные работы» СНиП 3.03.01—87 с учетом замечаний, поступивших от авторов и строительных организаций, а также одновременно подготовить развернутое пособие к нему.

С 1988 г. по настоящее время в ЦНИИОМТП проводится работа по изучению и обобщению опыта применения СНиП 3.02.01—87, СНиП 3.03.01—87 и СНиП 3.04.01—87 строительно-монтажными и проектными организациями, контрольными службами заказчика с целью их дальнейшего совершенствования. Полученные замечания и предложения будут учтены при доработке указанных нормативных документов.

Предложения авторов статьи, касающиеся приготовления и транспортирования бетонной смеси, направлены разработчикам стандартов с просьбой внести в них соответствующие дополнения.

А. И. ГОЛЫШЕВ,  
Б. В. ЖАДАНОВСКИЙ,  
Р. А. КАГРАМАНОВ,  
кандидаты техн. наук (ЦНИИОМТП)



В. А. ПОДЛЕСНЫХ, Н. С. ПЯТКОВСКАЯ, инженеры  
(КТБ Мосоргстройматериалы)

## Практика применения стандартов на железобетонные конструкции

ППО Моспромстройматериалы при Мосстройкомитете представляет собой многоотраслевое объединение с высокой степенью концентрации производств. На его предприятиях изготавливаются строительные материалы и конструкции практически всей номенклатуры, необходимой для возведения жилых, общественных, промышленных зданий и инженерных сооружений, строящихся в Москве.

Предприятия ППО Моспромстройматериалы используют для функционирования производства около 5000 государственных стандартов.

Служба стандартизации ППО Моспромстройматериалы организационно оформлена в КТБ Мосоргстройматериалы. Тридцатилетний опыт применения стандартов на различные строительные материалы, изделия и конструкции на предприятиях одного объединения позволяет проанализировать практику их применения.

В первую очередь, хотелось бы коснуться стандартов на сборные железобетонные и бетонные конструкции, которые вызывают у изготовителей наибольшее число вопросов и замечаний.

Общее замечание можно сделать по всем стандартам на строительные материалы, изделия и конструкции. Один и тот же параметр в разных стандартах имеет разную сущность. Если в стандартах на железобетонные конструкции неплоскостность — это несоответствие четырех крайних точек поверхности изделия с горизонтальной плоскостью, то для деревянных дверей — это зазор между поверхностью изделия и металлической линейкой, прикладываемой к ней, т. е. то, что для бетонных поверхностей является отклонением от прямолинейности. То же относится к показателям коробления, прямолинейности, перпендикулярности. Очевидно, это объясняется отсутствием стандартной терминологии и разобщенностью специалистов.

Требует уточнения и основопола-

гающий ГОСТ 13015.0 «Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие технические требования». Его несовершенство (при абсолютно обязательном соблюдении всех установленных в нем требований) породило формальное отношение к разработке стандартов на конкретные виды продукции и привело в итоге к установлению в них абсурдных требований. Так, в ГОСТ 13579 «Блоки бетонные для стен подвалов», ГОСТ 13580 «Плиты железобетонные ленточных фундаментов», ГОСТ 19804.0 «Сваи забивные железобетонные», ГОСТ 21924.0 «Плиты железобетонные для покрытий городских дорог» нормируется отклонение от прямолинейности поверхности. В ГОСТ 12504 «Панели стеновые внутренние бетонные и железобетонные для жилых и общественных зданий» регламентируется непрямолинейность опорных граней панелей, несмотря на то, что при монтаже их укладывают по слою раствора. Список можно продолжить.

Поскольку ГОСТ 13015.0 требует установления категории качества для всех без исключения бетонных поверхностей, во всех стандартах на бетонные и железобетонные конструкции качество нормируется абсолютно для всех поверхностей. А нужно ли нормировать качество к нижней поверхности ступеней (ГОСТ 8717.0), подоконных плит (ГОСТ 6785), верхним и торцевым поверхностям перемычек (ГОСТ 948), нижней поверхности дорожных и трамвайных плит (ГОСТ 21924.0 и ГОСТ 19231.0), к поверхностям блоков стен подвала (ГОСТ 13579) и плитам ленточных фундаментов (ГОСТ 13580) и т. д.? Один из основных принципов стандартизации состоит в том, что в стандартах должны нормироваться только те нормы, требования, характеристики, которые необходимы для выполнения продукцией конкретной функции. Излишние требования засоряют стандарт, чрезмерно нагружая ненужной

работой службу технического контроля и вызывают неуважение к стандарту.

На наш взгляд, не следует вообще регламентировать качество бетонных поверхностей, если оно не влияет на использование конкретных конструкций по назначению. Кстати, действующий прејскурант действительно не учитывает в ценах качество таких поверхностей, что совершенно правильно.

Хотелось бы остановиться еще на одном моменте, касающемся регламентации требований к качеству бетонных поверхностей. Как известно, бетонные и железобетонные конструкции изготавливают в металлических формах, при этом, как минимум, одна поверхность остается открытой при формовании. Однако разработчики стандартов и для этой, открытой при формовании поверхности, нормируют диаметр раковин и высоту наплывов бетона. Открытую при формовании бетонную поверхность можно характеризовать только той или иной степенью шероховатости в зависимости от способов заглаживания поверхности, но не раковинами и местными наплывами. В действующем ГОСТ 13015.0 разрешается определенное число раковин на 1 м<sup>2</sup> для конкретных категорий качества соответствующего размера. Так, для категории А2 допускается одна раковина диаметром 2 мм, для категории А3 — одна раковина диаметром 6 мм, А4 — одна раковина диаметром 15 мм на 1 м<sup>2</sup>. Это требование не продуманно. Технология производства сборных железобетонных конструкций такова, что появление раковин и их число носят случайный характер, раковины имеют тенденцию скапливаться, а не рассеиваться по поверхности изделия. НИИЖБом в 1988—1989 гг. проведены статистические исследования качества бетонных лицевых поверхностей плит перекрытий на заводах ЖБИ № 5 и № 6 ППО Моспромстройматериалы. Результаты этих исследований показали, что появление

раковин определенного размера и их число имеют физическую закономерность, выраженную в виде вероятностных математических закономерностей. На основании исследований, проведенных на других технологиях производства железобетонных конструкций, можно установить действительно научно обоснованные требования к качеству бетонных поверхностей.

Общезвестно, что любое требование стандарта должно быть обеспечено метрологически. Однако такие показатели, как непрямолинейность поверхности на всю длину изделия, неплоскостность поверхности изделия, глубина около ребер и высота местного наплыва, установленные в стандартах на железобетонные конструкции, метрологически не обеспечены. Без специальных приспособлений к стандартным измерительным инструментам нельзя измерить даже длину или толщину изделия. По данным актов проверок качества изделий, проводимых Госстандартом, средства измерений трудоемки, неудобны в работе и не обеспечивают объективного контроля параметров.

Очевидно, такие требования, как прочность и жесткость железобе-

тонных конструкций, класс бетона по прочности на сжатие, марка бетона по морозостойкости, соответствие армирования рабочим чертежам и др., несоблюдение которых может затруднить использование продукции по назначению, должны быть обязательными, а, например, качество бетонных поверхностей — требование, принимаемое по согласованию с потребителем. В таком случае и будут действовать надбавки к ценам за соответствующую категорию качества бетонной поверхности.

Требования к точности изготовления для большинства конструкций могут быть также необязательными и назначаться исходя из расчета собираемости конкретных зданий и сооружений. Это подтверждается, в частности, опытом использования технических соглашений, в которых проектные организации на основе расчета точности для конкретных зданий согласовывают более мягкие, чем в соответствующих стандартах, допускаемые отклонения от проектных размеров конструкций.

В связи с этим напрашивается вопрос: нужны ли стандарты на конкретные железобетонные кон-

струкции? Можно считать, что на сваи, плиты ленточных фундаментов, блоки стен подвала, бортовые камни и тротуарные плиты — нужны, а на панели перекрытий и покрытий, а тем более на колонны, ригели, диафрагмы жесткости, балки, фермы — нет. Эти стандарты не несут дополнительной информации к рабочим чертежам и основному ГОСТ 13015.0, часть их положений скорее относится к указаниям по проектированию, а не к стандарту, основанному на рабочих чертежах типовых серий, которые, как правило, дорабатываются применительно к местным условиям производства.

В связи с производством новых эффективных марок сталей, чертежи типовых серий и, как следствие, стандарты устаревают. Конструктивные решения нельзя стабилизировать на длительный срок из-за постоянного процесса научно-технических поисков и разработок. По этой причине в типовые проекты сравнительно часто вносят различные изменения и дополнения. Неизменными остаются при этом только общие технические требования к сборным железобетонным конструкциям.

УДК 693.542(006)

В. А. ПИРОГОВ, инж. (Киевский Стройпроект)

## Назначение состава бетона и его коррекция

ГОСТ 18105 «Бетон. Правила контроля прочности» должен обеспечивать принятые при проектировании конструкций расчетные и нормативные сопротивления бетона при минимальном расходе цемента. Эту цель можно достигнуть при назначении: среднего уровня прочности бетона  $R_y$ , с учетом класса и коэффициента вариации прочности бетона на конкретном технологическом комплексе, в конкретный контролируемый период; проведения периодической коррекции состава бетона, обеспечивающей назначенный средний уровень прочности бетона  $R_y$  и оперативной коррекции состава по данным входного контроля качества используемых материалов, а также операционного контроля параметров технологии, обеспечивающих стабилизацию  $R_y$  и снижение коэффициента вариации прочности бетона  $V_n$ .

Первая из этих задач в ГОСТ 18105 решается путем установления требуемой прочности  $R_T$  и ее среднего уровня  $R_y$  в зависимости от текущего значения  $v_n$ . Вторую и третью задачи должен решать, но никак не решает ГОСТ 27006 «Бетон. Правила подбора состава».

В работе [1] справедливо оцениваются недостатки и ошибки рекомендуемой методики подбора состава бетона. В то же время с некоторыми утверждениями этой статьи нельзя согласиться, так как они изложены с традиционных методологических позиций Руководства [2], исключающих возможность реализации прогрессивной концепции ГОСТ 18105. Однако фундаментальным методологическим недостатком Руководства [2] является неинформативность принятых традиционных факторов, определяющих состав бетона:

активности цемента  $R_c$ , оцениваемой по стандарту и поэтому являющейся безнадежно запаздывающей информацией;

пустотности щебня  $v_{щ}''$ , определенной по стандарту и не учитывающей фактической конфигурации поперечного сечения формируемой конструкции [3];

коэффициента раздвижки зерен щебня раствором  $\alpha$ , также зависящего от поперечного сечения конструкции;

модуля крупности песка  $M_k$  — неоднозначного показателя его зернового состава (одному значению  $M_k$  могут отвечать пески различных составов).

Традиционные методы [2] создают впечатление простоты и корректности расчета составов бетона. Однако эта кажущаяся простота оборачивается большими трудозатратами. В [2] требуется корректи-

ровать удобоукладываемость смеси (путем нескольких попыток добиваются требуемой подвижности), уточнять расход песка затворением трех составов, корректировать В/Ц по трем замесам.

Таким образом, состав бетона конкретного класса можно назначить по Руководству [2] при использовании партии цемента испытанной активности после приготовления и испытания девяти опытных замесов. В производственной практике смеси готовят на цементах той же марки, но другой активности или на цементах других марок и активности. При этом объем необходимых замесов многократно возрастает. Наконец, ни один из приведенных в Руководстве [2] способов подбора состава бетона не ставит и не решает задачу назначения составов, отвечающих среднему уровню прочности  $R_y$ . ГОСТ 27006 также не устанавливает правила обеспечения  $R_y$ , повторяя положения традиционных методов.

Эффективное решение поставленных задач достигается при использовании экспериментально-аналитического метода (ЭАМ) [3]. Принципиальной основой ЭАМ в кибернетической схеме управления является регулирование по возмущениям на входе в сочетании со статистическим контролем и регулированием прочности бетона на выходе.

ЭАМ основывается как на классической бетоноведческой закономерности требуемого Ц/В от активности цемента и прочности бетона, так и на зависимостях прочности бетона от информативных факторов. Такими факторами следует считать лишь те, которые подчинены закону нормального распределения, имеют физический смысл, связаны с прочностью функциональной зависимостью или стохастической с коэффициентом корреляции не ниже 0,85, имеют надежные методики контроля и достаточное метрологическое обеспечение, требуют относительно небольших затрат труда, времени и средств при контроле, не являются «критически запаздывающими», т. е. требующими такой длительности испытаний, при которой отпадает возможность их использования, должны быть однозначными, т. е. исключаящими возможность того, что одному значению показателя отвечали бы две или несколько проб с разными свойствами.

Материалы, применяемые в экспериментальных замесах, должны иметь постоянных поставщиков, оцениваться информативными показателями качества и обладать модальным значением распределения фактора. Использование для опытных замесов материалов, обладающих модальными значениями, обеспечивает максимальную вероятность соответствия свойств производственных бетонных смесей и бетонов со свойствами экспериментальных замесов и, как следствие, снижение вероятности корректировки рабочих составов [3].

Ниже рассмотрены основные информативные показатели качества материалов, принятые в ЭАМ, и методы их определения [3].

Дифференцированная активность цемента  $A_{\text{ц}}^1$  имеет, в отличие от ГОСТ 310.4, следующие особенности определения: из испытываемой пробы цемента изготавливают раствор с Ц/В, равным 1,7, 2,1 и 2,5 (или 1,5, 2,0 и 2,5) на постоянно применяемом на производстве песке при распыле конуса  $160 \pm 10$  мм, в количествах, достаточных для формирования трех образцов-балочек размером  $4 \times 4 \times 16$  мм. Заполненные формы накрывают металлическими пластинами размером  $38 \times 118$  мм и пропаривают по режиму  $4+4+12+3$  ч при температуре изотермического прогрева  $70...75$  °С. Определением прочности при сжатии устанавливают три значения дифференцированной активности цемента  $A_{\text{ц}}^n$ ,  $A_{\text{ц}}^{1,7}$ ,  $A_{\text{ц}}^{2,1}$  и  $A_{\text{ц}}^{2,5}$ .

Потенциальная активность цемента  $A_{\text{ц}}^n$  является расчетно-аналитическим прочностным показателем. По найденным при лабораторном испытании значениям  $A_{\text{ц}}^n$  определяют соотношения-коэффициенты  $K_{2,1}^{1,7} = A_{\text{ц}}^{1,7} \cdot A_{\text{ц}}^{2,1}$  и  $K_{2,1}^{2,5} = A_{\text{ц}}^{2,5} \cdot A_{\text{ц}}^{2,1}$ . Потенциальная активность является комплексной характеристикой прочности цемента. Так,  $A_{\text{ц}}^n = A_{\text{ц}}^{2,1} / K_{2,1}^{1,7}$ . Она используется при построении номограммы Ц/В = ( $A_{\text{ц}}^n$ ,  $R_y$ ), являющейся главным элементом ЭАМ. Для этого накапливается репрезентативная, постоянно обновляемая выборка результатов испытаний, строится гистограмма распределения  $A_{\text{ц}}^n$  и определяется ее модальное значение. По текущим значениям  $A_{\text{ц}}^n$  оперативно корректируется значение Ц/В.

Растворообразующая способность песка  $\Pi_p$  (г/л) определяется одновременно с испытанием  $A_{\text{ц}}^n$  путем пересчета его расхода на 1 л

раствора при Ц/В = 2,1. Этот показатель позволяет оценить влияние удельной поверхности песка  $S_p$  и нормальной густоты цемента  $НГ_{\text{ц}}$  на распыл растворного конуса и на удобоукладываемость бетонной смеси. В конечном счете по значениям  $\Pi_p$  уточняется доля песка в смеси заполнителей  $r$  в базовом составе бетона.

Дифференцированная пустотность щебня  $\Pi_{\text{щ}}^1$ , представленная тремя значениями, количественно оценивает влияние пристенного эффекта. Она измеряется пустотометром, представляющим собой прямоугольный металлический короб, в котором, благодаря сменным вертикальным диафрагмам, можно в определенной последовательности изменять площади  $F$  и периметры  $P$  поперечного сечения короба, т. е. изменять влияющий на пустотность щебня фактор — модуль сечения, количественно оцениваемый отношением  $M_c = P:F$  (дм<sup>-1</sup>). Размещенные на стенке пустотометра сливные штуцеры позволяют определять объемы пустот по объемам слившейся воды и устанавливать зависимости  $\Pi_{\text{щ}}^1 = f(M_c)$  и доли песка в смеси заполнителей  $r = f(M_c)$ .

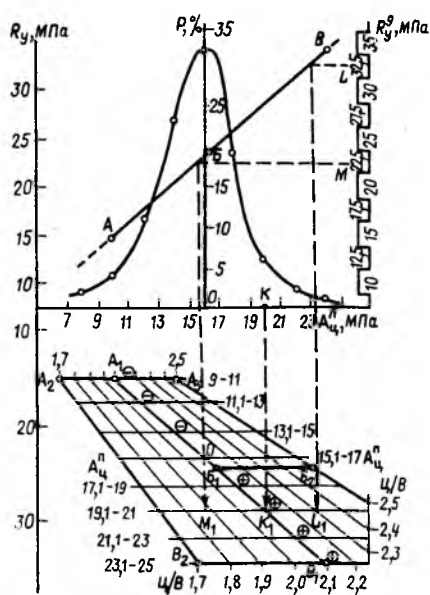
Расслаиваемость и связность бетонных смесей испытывают в универсальном анизотропометре АИТМ-V [3]. С его помощью изучается кинетика расслоения, выполняется моделирование формуемых конструкций, определение эпюр расслоения, зон динамического равновесия. Показатель расслаиваемости  $P_{6,c}$ , г/л (кг/м<sup>3</sup>) позволяет определить возможную неоднородность прочности бетона формуемой конструкции. Показатель связности смеси  $C_{6,c}$  позволяет назначать в технологическом регламенте формирования его оптимальный режим (частоту, амплитуду, продолжительность). При оценке эффективности пластификаторов учитывается и отрицательное их воздействие — потеря связности.

Традиционные методы подбора составов показатели  $P_{6,c}$  и  $C_{6,c}$  учитывать не могли. Стандартный метод испытаний  $P_{6,c}$  метрологически не состоятелен: в зависимости от уровня удобоукладываемости смеси стандарт устанавливает различную продолжительность вибрирования  $T_v$  в то время, как показатель  $P_{6,c}$ , в основном, зависит именно от  $T_v$ .

Назначение базовых составов бетона включает изучение изменчи-

востности информативных показателей качества применяемых материалов: определение модальных значений этих показателей; изучение зависимостей удобоукладываемости смесей и прочности бетонов от информативных показателей качества материалов; определение соотношений и расходов составляющих материалов, обеспечивающих заданные технологические свойства смеси и заданный средний уровень прочности бетона при коэффициенте вариаций 13,5%, при рациональном расходовании цемента.

Ц/В определяют с использованием номограммы зависимости  $\text{Ц/В} = f(R_v, A_{\text{ц}}^n)$ . Эта номограмма (см. рисунок) представляет собой два координатных поля с общей осью абсцисс — шкалой интервалов  $A_{\text{ц}}^n$ . По этой шкале и оси ординат  $P$  (вероятностей) строится кривая нормального распределения  $A_{\text{ц}}^n$  и устанавливается интервал модальной активности  $A_{\text{ц}}^n$  мод, обозначенный цифрой 0. На левой оси ординат нанесена шкала дискретных значений средних уровней прочности бетона  $R_v^a$  с принятым интервалом, например 2,5 МПа. По результатам экспериментальных замесов с Ц/В, равными 1,7, 2,1 и 2,5, строятся графики  $ABV$  и  $A_1B_1V_1$  по точкам  $A$  и  $A_1$  (при Ц/В=1,7),  $B$  и  $B_1$  (Ц/В=2,1) и  $V$  и  $V_1$  (Ц/В=2,5). С учетом коэффициентов  $K_{2,1}^{1,7}$  и  $K_{2,1}^{2,5}$  строятся прямые  $A_2B_2$  и  $A_3B_3$ . Затем интерполированием наносятся изолинии, отвечающие промежуточным значениям Ц/В. Завершается построение нанесением локальных шкал Ц/В. Для этого в качестве примера центр интервала  $A_{\text{ц}}^n = 19...21$  (точка  $K$ ) проецируется на центральную изолинию Ц/В=2,1. Через



Номограмма зависимости  $\text{Ц/В} = f(A_{\text{ц}}^n, R_v)$

точку  $K_1$  проводится горизонтальная локальная шкала с обозначением ее соответствия  $A_{\text{ц}}^n = 19...21$ . Аналогично наносятся остальные локальные шкалы Ц/В.

Пример. Определить Ц/В бетона при  $R_v^a = 32,5$  МПа и  $A_{\text{ц}}^n = 19,5$  МПа.

Решение. Центр заданного интервала ломаной линией переносится на локальную шкалу Ц/В=19,1...21 (точка  $L$ ), где по интерполяции находится Ц/В=2,31. Аналогично определяется для  $R_v^a = 22,5$  МПа (точка  $M$ ), искомое Ц/В=1,87.

Назначение водосодержания бетонной смеси выполняется по графику, построенному экспериментально при использовании песка определенного месторождения. Доля песка в смеси заполнителей  $r$  —

третий необходимый и достаточный для оптимального назначения состава бетона фактор. Общий абсолютный объем заполнителей определяется по найденным уже значениям  $B$  и Ц/В. Для тяжелых бетонов при  $M_c < 1,8$  оптимальной принимается  $r = 0,34...0,36$ . При  $M_c > 1,8$  принимается поправка  $\Delta r = +0,04$  ( $M_c - 1,8$ ).

Коррекция базовых составов по рецептурно-технологическим факторам имеет характер периодических управляющих решений, принимаемых по результатам статистического контроля прочности бетона (по ГОСТ 18105) и при эпизодических изменениях статистических оценок факторов прочности (смена поставщиков, сезонные дрейфы качества заполнителей, смена исполнителей и др.).

Система оперативных и периодических коррекций составов бетона может и должна обеспечить реализацию высокого эффекта ГОСТ 18105.

Программное управление (по алгоритмам ЭАМ) автоматизированной технологией позволит сократить интервалы дифференцированной активности цемента и дискретных прочностей бетонов до 1 МПа, создаст условия исчерпывающего использования потенциального технико-экономического эффекта ГОСТ 18105.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сизов В. П. О рекомендациях по подбору составов тяжелого и облегченного бетонов. — Бетон и железобетон. — 1989. — № 1. — С. 41—42.
2. Руководство по подбору составов тяжелого бетона. — М.: Стройиздат, 1979. — 104 с.
3. Пировов В. А. Системное управление качеством бетона. — Киев: Будівельник, 1990. — 225 с.

УДК 693.542(006)

Г. Л. ГЕРШАНОВИЧ, канд. техн. наук (Братскгэсстрой)

## О стандартизации методов испытаний и контроля качества бетона

Стандартизация в строительстве постоянно совершенствуется. Но, несмотря на отсутствие в системе многих конкретных и необходимых аспектов, вероятно, произошло перенасыщение нормативными документами.

Стандартам по бетону присущ недостаток, общий для всего раздела Ж «Строительство и строитель-

материалы», — нечеткость в их распределении по группам. Приведем некоторые примеры.

Все ГОСТы, посвященные классификации или объединяющие классификацию и общие требования, должны размещаться в нулевых группах каждого класса под названием «Классификация и общие нормы». Часть таких стандар-

тов класса Ж01 помещена именно в эту группу: ГОСТ 23499, ГОСТ 23835, ГОСТ 25591, ГОСТ 25621. Однако другая часть стандартов с аналогичным названием распределена по видам материалов: ГОСТ 25192 — в группе Ж13, ГОСТ 20955 и ГОСТ 20956 в группе Ж17. Часть стандартов включена в нулевую группу Ж10 ошибочно.

Так, ГОСТ 1581 «Портландцементы тампонажные. Технические условия» должен быть перемещен в группу Ж12, а три стандарта на методы испытания этих цемента — из группы Ж10 в группу Ж19.

ГОСТ 4.233, посвященный только номенклатуре показателей строительных растворов, из группы по виду материала Ж13 «Бетоны и растворы» целесообразно перевести в группу нулевого класса — Ж01, введя в ее название слова «номенклатура показателей».

В нулевом классе раздела Ж, как и во всех других, есть специальная группа Ж00 «Термины и определения», которая слабо использована для бетона. В нее, в частности, следовало бы ввести в виде отдельного ГОСТа перечень терминов по бетону, приведенный в качестве приложения в ГОСТ 25192.

Подобные примеры относятся также к группе Ж19 «Методы испытаний. Маркировка». Так, некоторые стандарты, не содержащие иных вопросов, кроме отраженных в заголовке этой группы, объединены по видам материалов: ГОСТ 9758 в группе Ж17, ГОСТ 27180 в группе Ж16. В группе Ж19 помещены ГОСТ 25214, ГОСТ 25246, ГОСТ 25820 и ГОСТ 16475, озаглавленные «Технические условия». Эти стандарты должны быть переведены в соответствующие группы по видам материалов.

Нет единства размещения также стандартов на правила контроля и приемки. Если эти правила являются частью стандартов (технических условий), то естественное их место — группы по видам материалов. Существует пять стандартов, выпущенных только по вопросам контроля и приемки. Три из них входят в группу Ж19, в связи с чем в название группы следовало бы включить «правила контроля и приемки». Два стандарта по правилам приемки, ГОСТ 26871 и ГОСТ 26627, следует перенести сюда из групп Ж13 и Ж14. Есть и другие замечания к заголовкам групп. Так, набор стандартов в группе Ж12 «Вязущие материалы» шире, чем ее название. Группа Ж17 больше соответствовала бы помещенным в нее стандартам при названии «Заполнители и сыпучие зернистые нерудные материалы». Целесообразнее в название ГОСТ 25137 добавить слово «неорганические».

Упорядочение системы стандартов для действующих и вновь выпускающихся ГОСТов облегчат

правильное пользование ими, поиск и анализ.

Необходимо выпустить стандарт, регламентирующий порядок включения в ГОСТы описаний и чертежей приборов и оборудования для испытаний или требований к ним. Складывается парадоксальная ситуация: невозможно добиться постановки прибора на серийное производство, если он не входит в стандарт на методы испытаний, а с другой стороны, вынужденное включение в стандарты новых приборов и оборудования, которые серийно не выпускаются, влечет за собой отрицательные последствия. Зачастую в стандарты вводятся примитивные, а иногда и неграмотные чертежи и описания приборов, созданных в одном или нескольких экземплярах и не всегда являющихся оптимальными. Искусственно создается положение, когда соответствующие виды испытаний, без которых нельзя не только оценить материал, но и принять или забраковать его, не обеспечиваются необходимым испытательным оборудованием. Немало примеров, когда серийное производство затягивается на десятилетия, а иногда не организуется вообще. В этих условиях ответственность перекладывается на строительные ведомства, что явно неправильно. Так произошло, например, с формами для бетонных образцов, выпускать которые с требуемыми стандартом жесткими допусками строительным ведомствам не под силу.

Вопросы стандартизации заполнителей и нерудных материалов решались, в основном, ведомственными коллективами, и каждый из них старался в своей области принять или отдельные стандарты, или отдельные пункты и разделы к ним.

Наиболее ярко подобные тенденции проявились в ГОСТ 10268. Если строго соблюдать этот стандарт, то необходимо на одной строительной площадке выделять отдельные склады или даже бетоносмесительные узлы для бетона, например мостов, дорог, гидротехнических сооружений, или готовить заполнители по самому строгому варианту, т. е. с увеличением затрат. В этом стандарте граница фракции крупного заполнителя 80 мм допускается вместо основной 70 мм только для бетона гидротехнических сооружений. Номенклатура требований к крупному заполнителю для бетона зоны переменного уровня

воды мостов и гидротехнических сооружений разная.

Примером необоснованности требований стандартов является также противоречивость между применением более широких, чем для прочих бетонов, допусков зернового состава песков для бетонов гидротехнических сооружений и в то же время более жесткие требования к их однородности в виде ограничения коэффициента вариации модуля упругости. Предельные кривые зернового состава для гидротехнических сооружений можно распространить на все конструкции, кроме труб, и восстановить ранее действовавшее требование о соответствии фактического зернового состава принятому при подборе (с разработкой критериев). То же относится и к коэффициенту вариации модуля крупности, допустимое значение которого для всех случаев можно принять 15...18 %.

Существенные недочеты имеются и в других стандартах на бетон и раствор. Так, методам определения марки бетона по морозостойкости посвящено два стандарта: основной — ГОСТ 10060 «Бетоны». Методы контроля морозостойкости» и ГОСТ 26134 «Бетоны. Ультразвуковой метод определения морозостойкости», не связанные между собой. Если в ГОСТ 26134 есть ссылка на основной стандарт, то в последнем ультразвуковой метод полностью игнорируется. Отсутствуют также какие-либо указания о возможности использования ультразвукового метода в ГОСТ 26633.

В ГОСТ 10060 критерием морозостойкости принято снижение средней прочности — не более 5 % по сравнению с контрольными образцами до испытания. Это изменило существовавшую ранее оценку, предусматривавшую сравнение с образцами в эквивалентном возрасте при допустимой потере 25 % прочности. Это упростило испытания при оставлении примерно той же стойкости бетона данной марки, так как, с одной стороны, снизилась эталонная прочность, но с другой, критерий стал более жестким. Фактически назначение 5 %-ного допустимого снижения прочности не позволяет надежно сравнить контрольные образцы с основными. Для статистически достоверного выявления такого снижения прочности необходимо, чтобы внутрисерийный коэффициент вариации не превышал 3 %, что практически нереально. Кстати, принятое в изменении



№ 1 к ГОСТ 10180 правило подсчета средней прочности в серии по двум наибольшим результатам некорректно. Полученное снижение расхода цемента приводит фактически к снижению запаса прочности в конструкциях.

Третий метод контроля морозостойкости по ГОСТ 10060 предназначен, судя по п. 1.3 для ускоренного контроля бетона для всех видов. Однако малый размер ребра образцов (7 см) не позволяет оценивать бетон с заполнителями крупнее 10 мм. О возможности мокрого отсева и установлении иного перехода к первому методу в ГОСТ 10060 нет упоминаний, что снижает эффективность третьего метода.

Отметим также, что ГОСТ 10060 не определяет, как поступать с опорными поверхностями кубов, ставшими неровными из-за разрушений, и как учитывать изменение по той же причине линейных размеров поперечного сечения «по срединам двух противоположных граней». ГОСТ 10180 при наличии неровных опорных поверхностей требует шлифовки или подливки, но это касается неровностей, полученных из-за дефектов форм. Очевидно, что к неровностям от разрушения должен быть другой подход, зависящий от величины и характера разрушений. Поверхности, удовлетворявшие ГОСТ 10180 до начала замораживания и оттаивания, и разрушившиеся в ходе этих воздействий, восстанавливать не следует. Полученное ухудшение показателей в этом случае будет свидетельствовать о потере прочности, вызванной неморозостойкостью. В ГОСТе должно быть четко сформулировано, какой вариант имеется в виду.

Утвержденный в 1989 г. ГОСТ 28013 «Растворы строительные. Общие технические условия» придает практический смысл стандарту на методы испытания этих растворов (ГОСТ 5802). Однако оба стандарта, как показала их апробация, имеют существенные недостатки. Важнейшим показателем пригодности растворной смеси является расслаиваемость. Каменщики и штукатуры умеют оценивать ее лучше любого лабораторного способа. К сожалению, наука о реологии не создала лабораторного эквивалента такой оценки. А новый способ, введенный в ГОСТ 5802, настолько громоздок, что требует работы целой смены. Видимо, этим объясняется требование п. 2.7. ГОСТ 28013 проверять расслаиваемость и водоудерживающую

способность всего лишь раз в 6 мес. Нужен способ, который можно применять, по крайней мере, раз в смену. По-видимому, такой способ предлагает видоизмененный метод ГОСТ 5802—78 (приложение 2): если после вибрирования дать смеси вылежаться, например 90 мин, определять разницу в погружении конуса или расплыве следует для верхней и нижней частей растворной смеси.

Шагом назад по сравнению со стандартами на бетон является полнейшее отсутствие требований и способов оценки средней прочности раствора путем ее сравнения с марочной. Существующий с 1972 г. ГОСТ 18105 не учитывается.

Что касается требований к точности дозирования составляющих, то ГОСТ 28013 оказался на том же низком уровне, что и ГОСТ 7473, в котором вместо статистически и метрологически правильно сформулированных требований, имевшихся ранее, использована терминология тридцатилетней давности о «погрешности дозирования» без способов и методов ее контроля и вычисления. В разделе «Примечание» ГОСТ 28013 права потребителя защищены слабо. Так, изготовитель обязан сообщать потребителю в документе о качестве только результаты испытаний контрольных образцов раствора. Следовательно, потребитель не вправе потребовать результаты определений водоудерживающей способности, раслаиваемости и плотности (кроме раствора на пористых заполнителях) растворной смеси. Нет четкости по частоте измерения подвижности растворной смеси и обеспечению выдачи документа о качестве. Браковать смесь из-за плохого показателя раслаиваемости потребитель практически не может. Делать это по данным изготовителя бессмысленно, так как они редкие и не сообщаются потребителю. Использовать результаты собственных контрольных испытаний практически нельзя. Что считать представительной пробой от сменной продукции (партии), достаточна ли для этого проба из любого транспортного средства или рабочего ящика — не разъяснено.

По общим юридическим правилам приемки забракованная продукция не должна употребляться в дело. Учитывая вышесказанное и затраты одной смены на определение раслаиваемости неясно, как поступить при отрицательном результате испытания. За

время испытания раствор будет использован в конструкции и потребитель обязан заплатить.

Поднятый на примере растворной смеси вопрос гораздо шире и глубже. Он относится и к затвердевшим растворам и бетонам, которые испытывают в проектном возрасте, когда конструкции возведены, а изделия изготовлены и, возможно, смонтированы. В некоторых нормативных документах при неудовлетворительных результатах испытаний требовалось принятие решений с участием проектной организации о необходимости и способах усиления. Но порядок предъявления претензий к поставщику о материальной компенсации затрат не сформулирован ни в стандартах, ни в юридических документах.

Это не исчерпывает всех замечаний, возникающих во время практической работы со стандартами. Но поставленные вопросы показывают, что система подготовки и выпуска стандартов должна быть усовершенствована. По-видимому, многих дефектов можно избежать, если перед утверждением стандартов повторно направлять подготовленный текст рецензентам, дававшим замечания на его первую редакцию.

---

## ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

НИИЖБ  
(109428, Москва  
2-я Институтская, 6)  
предлагает

**комплекс научно-технических работ по созданию и совершенствованию технологии мерной заготовки и натяжения канатной арматуры.**

**Организует изготовление цанговых зажимов по ГОСТ 23117-91.**

**Обращаться по тел. 174-85-92.**

---

## О метрологическом подходе к контролю качества бетонной смеси и ее компонентов

Многочисленные аспекты технологии приготовления бетона и задачи повышения его качества неразрывно связаны с измерениями принятых для оценки качества характеристик бетона, бетонной смеси и составляющих материалов. Точность и воспроизводимость измерений контролируемых характеристик во многом определяют экономичность производства и надежность строительных конструкций, а при операционном контроле — стабильность технологии и эффективность ее оперативного корректирования.

Применительно к производству бетона отсутствует единая метрологическая база, отражающая специфику технологии. Нормативы и технологические допуски отдельных процессов на характеристики материалов для бетона и требования к качеству бетонной смеси и бетона между собой не увязаны. Это вызывает неэффективность и неэкономичность существующих схем контроля, а также нереальность выполнения отдельных требований действующих стандартов и приводит к их дискредитации.

Необходимость совершенствования методик и метрологической базы контроля не обязательно связывать с повышением точности и воспроизводимости измерений. Рациональные уровни этих показателей следует устанавливать конкретно в зависимости от характера использования получаемой в результате измерений информации, возможности и технико-экономических результатов воздействия на измеряемые параметры либо на связанные с ними параметры технологического процесса.

Основные принципы системного подхода к метрологическим задачам должны включать:

выявление чувствительности показателей качества продукции к вариации технологических факторов

$$df(x)/dx > K_1 \bar{x},$$

где  $f(x)$  — функция влияния фактора;  $\bar{x}$  — среднее значение фактора;  $K_1$  — нормируемый критерий чувствительности;

назначение рациональной точности контроля по критерию

$$\sigma_u^2/\sigma_x^2 \leq K_2,$$

где  $\sigma_u^2$  и  $\sigma_x^2$  — дисперсии ошибки измерения и контролируемого фактора;  $K_2$  — критерий точности;

выбор методов и средств, обеспечивающих необходимую воспроизводимость результатов контроля в условиях высокого уровня помех и временного дрейфа по критерию

$$\frac{\sigma_x^2(\tau_0 + \Delta\tau) + \sigma_u^2(\tau_0 + \Delta\tau)}{\sigma_x^2(\tau_0) + \sigma_u^2(\tau_0)} \leq K_3,$$

где  $\tau_0$  — начальный момент времени;  $\Delta\tau$  — временной лаг;  $K_3$  — критерий воспроизводимости;

нормирование на основе статистического подхода регламента контроля, включая выбор оптимальных значений частоты и объема контроля, а также критериев приемки:

$$P(\bar{x} \leq c) < P_n;$$

$$c = f(V, n, \beta, V_n, P_n),$$

где  $c$  — критерий приемки;  $P$  и  $P_n$  — фактическая и нормативная обеспеченность;  $V$  и  $V_n$  — фактический и нормативный коэффициенты вариации;  $n$  — объем контроля;  $\beta$  — риск потребителя.

Действующие стандарты содержат разрозненные элементы норм и точности, чувствительности, статистического контроля и т. п. В этом отношении отечественные стандарты серьезно отстают от зарубежных и международных. Так, в США с 70-х годов во все стандарты ASTM по строительным материалам введены требования по погрешности повторяемости и воспроизводимости. Методика оценки этих погрешностей и терминология по строительной метрологии регламентированы специальными стандартами ASTM C670, ASTM C802 и ASTM E177. Аналогичные требования имеются и в стандартах Великобритании и других стран.

В связи с созданием общеевропейского рынка страны ЕЭС интенсивно пересматривают национальные стандарты с целью их унификации с параллельно разрабатываемыми

общеевропейскими. При этом для получения сопоставимых результатов особое внимание уделяется метрологическим вопросам.

Все это свидетельствует о необходимости срочного дополнения отечественных стандартов, введения в них комплекса вышеупомянутых метрологических требований и приведения их в соответствие с нормами ИСО и других международных организаций.

Для примера рассмотрим ошибку повторяемости при стандартном определении подвижности бетонной смеси по осадке нормального конуса (О. К.). В соответствии с ГОСТ 10181.1 осадку конуса вычисляют с округлением до 1 см как среднее арифметическое результатов двух определений осадки конуса из одной пробы, отличающихся между собой не более чем на 1 см при О. К.  $\leq 4$  см; на 2 см при О. К. = 5...9; на 3 см при О. К.  $\geq 10$  см. По стандарту США ASTM C 143, осадку конуса требуется вычислять с меньшей дискретностью, округляя результаты измерения до 0,6 см. При этом стандарт не регламентирует ошибку повторяемости, предусматривая нормирование ее после проведения дополнительных исследований.

Допуск стандартов на определение подвижности можно интерпретировать как размах. При этом с учетом поправки Шеппарда получим

$$S = \sqrt{\left(\frac{\Delta_c}{1,128}\right)^2 - \frac{\Delta_0^2}{12}},$$

где  $S$  — среднеквадратическая ошибка воспроизводимости;  $\Delta_c$  — допустимый размах в двух параллельных определениях по ГОСТ 10181.1;  $\Delta_0 = 1$  см — интервал дискретности определения осадки конуса по ГОСТ 10181.1.

Отсюда можно оценить обеспеченность  $P$  принятого допуска на подвижность ( $\Delta u$ ) по известной формуле

$$P = 2\Phi_0(\Delta u/2S).$$

Результаты расчета применительно к отечественным нормам, приведенные в табл. 1, свидетельствуют

ют. что среднеквадратическая ошибка воспроизводимости составляет округленно 1...3 см, а обеспеченность нормируемого интервала подвижности равна в среднем 80 %.

Для сравнения в табл. 2 даны результаты аналогичных расчетов для норм США и Великобритании. Обеспеченность нормативных интервалов подвижности во всех случаях оказалась выше 98 %. Это подтверждает излишнюю жесткость ГОСТ 7473 по нормированию интервалов подвижности или завышение требований к повторяемости в ГОСТ 10181.1.

Например, если принять обеспеченность двухстороннего интервала подвижности 0,95 (что существенно ниже результатов по табл. 2), то на основе анализа ГОСТ 7473 можно предложить скорректировать размах в параллельных испытаниях по ГОСТ 10181.1 до следующих значений: при подвижности 1...9 см — 1; при подвижности 10...15 см — 2; при подвижности 16...26 см — 3 см. Приведенные данные следует рассматривать не как рекомендуемые для нормирования, а лишь как свидетельство необходимости дополнительных исследований по воспроизводимости оценки подвижности бетонной смеси.

Требуется обоснования допустимая погрешность дозирования различных добавок к бетону. Назначенный 30 лет назад и существующий поныне норматив погрешности дозирования любых видов добавок (2 %) был обоснован лишь техническими возможностями обычных дозаторов для основных компонентов бетонной смеси. Актуальность технологического обоснования этого норматива возрастает из-за резкого расширения номенклатуры используемых добавок и диапазона их воздействия на свойства бетонной смеси и бетона и подтверждается результатами аналитического анализа влияния на разброс подвижности бетонной смеси погрешностей дозирования различного вида пластификаторов.

Примем, что совместное влияние колебаний водосодержания и содержания добавки в пересчете на сухое вещество не должно изменять показатель удобоукладываемости более чем в 1,5 раза, что соответствует нижней границе соотношения принятых в ГОСТ 7473 градаций подвижности; изменение водопотребности  $V$  связано с изменением осадки конуса зависимостью

$$\Delta V = 60 \lg O. K_1 / O. K_2, \quad (1)$$

Таблица 1

Интервал подвижности по ГОСТ 7473, см	Допуск на подвижность, см	Допустимый размах в двух параллельных определениях подвижности по ГОСТ 10181.1, см	Обеспеченность допуска на подвижность, %
1—4	3	1	93
5—9	4	2	75
10—15	5	3	66
16—26	10	3	94

Таблица 2

Нормативный документ	Осадка конуса, см	Допуск осадки конуса, см	Обеспеченность допуска, %
Стандарт США ASTM C94	$\leq 5,1$ 5,1—10,2 10,2	2,6 5,0 7,6	99,8 99,6 99,6
Стандарт Великобритании BS 1881	5,0 10,0 15,0 20,0	5,0 6,7 10,0 13,3	99,6 98,6 >99,9 >99,9
Руководство Британской ассоциации товарного бетона	0,5—4,0 4—10 10—20	4,0 7,0 10,0	>99,9 >99,9 >99,9

где  $O. K_1$  и  $O. K_2$  — соответственно для расходов воды  $V$  и  $V + \Delta V$ ; коэффициент вариации водосодержания бетонной смеси не должен превышать 3 % с достоверностью 80 %.

Исходя из последнего условия, для среднего  $V$ , равного  $200 \text{ кг/м}^3$ , решая уравнение (1) получим

$$O. K_1 / O. K_2 = 1,35.$$

Таким образом, погрешности в дозировании добавок и ошибки в определении их концентрации не должны вызывать колебаний показателя удобоукладываемости смеси, превышающие  $1,5/1,35 = 1,11$ .

Допустимая ошибка концентрации добавок  $\Delta m$  связана с ошибкой ее содержания  $\Delta C$  (в % массы цемента), дозой добавки  $D$  и расходом цемента  $C$  соотношением

$$\Delta m = \Delta C D / C. \quad (2)$$

Для наиболее распространенных добавок ЛСТ и С-3 можно принять

$$\Delta V = 20 C. \quad (3)$$

Совместное решение уравнений (1)...(3) дает

$$O. K_1 / O. K_2 = 10^{0,00333V / C \Delta m}. \quad (4)$$

Для приведенного выше соотношения подвижностей  $O. K_1 / O. K_2 = 1,11$  критическая относительная погрешность дозирования добавки составит

$$D_0 = \frac{13,63}{VC} \Delta m \cdot 100 \%. \quad (5)$$

Для среднего расхода цемента в бетоне  $C = 350 \text{ кг/м}^3$ , содержания

добавки  $C = 0,2 \%$  для ЛСТ и  $C = 0,8 \%$  для С-3, при обычной принимаемой концентрации рабочих растворов добавки  $m = 10 \%$  по формуле (2) получим для ЛСТ  $\Delta m = 3 \%$ , а для С-3  $\Delta m = 0,08 \%$ . Соответственно, для С-3 по формуле (5)  $\Delta D_0 = 0,76 \%$ , а для ЛСТ  $\Delta D_0 = 9,5 \%$ .

Проведенный анализ свидетельствует, что нормативные допуски на погрешность дозирования традиционных пластифицирующих добавок обеспечивают с запасом необходимую однородность показателя удобоукладываемости подвижных бетонных смесей. Для суперпластификаторов требования к точности дозирования следует повысить как минимум до 1 %.

Стандарты на технические требования к заполнителям для бетона и методы их испытаний за последние годы несомненно улучшились с метрологической точки зрения. В частности, в ГОСТ 8267 и ГОСТ 8268 появились отдельные нормы контроля для поставщиков и потребителей. Необходимость такого подхода отмечалась авторами еще в 70-е годы. Вслед за ГОСТ 18105 на статистический контроль качества бетона элементы статистического контроля некоторых характеристик качества появились и в стандартах на заполнители.

В то же время некоторые вопросы совершенствования контроля качества заполнителей остаются нерешенными.

Например, ГОСТ 8269 разрешает при определении зернового состава заполнителей использовать как ручной, так и механический рассев. Однако, как показали исследования авторов, для песка ручной рассев при полном соблюдении стандартной методики заметно занижает содержание мелких фракций, а главное, в несколько раз повышает погрешность повторяемости. Следовательно, равноправное существование обоих методов в стандарте недопустимо.

В стандарте не учтена зависимость погрешности определения содержания фракций от абсолютного значения содержания. Из теоретических соображений, трактуя содержание фракции, как аналог статистического понятия «доли», получим зависимость коэффициента вариации ошибки определения  $V$  от среднего содержания фракции  $p$  и объема пробы  $x$  в виде

$$V = \sqrt{\frac{1-p}{px}}. \quad (6)$$

В работе\* показано, что экспериментальные данные хорошо согласуются с этой формулой.

Регламентированные ГОСТ 8269 объемы проб для контроля крупных заполнителей требуют переработки многих десятков или даже сотен

килограммов материалов. В строительных и заводских лабораториях, где практически отсутствует механизация транспортных и испытательных работ и где работают одни женщины, такие требования невыполнимы.

В то же время, как показывают наши исследования\*, при определении потребителем зернового состава и пустотности крупных заполнителей можно безболезненно снизить объем аналитических проб мини-

мум в 2 раза. При этом изменение точности определений будет статистически незначимым.

Перечень подобных примеров можно продолжить. На наш взгляд, настало время установить в области строительных материалов и, в частности, бетонной смеси и ее составляющих единый метрологический подход к нормированию и контролю качества и срочно пересмотреть все действующие стандарты.

\* Хяутин Ю. Г., Дорф В. А. О совершенствовании стандартов на проведение контроля качества заполнителей // Энергетическое строительство.— 1978.— № 8.— С. 23—25.

## Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.072.2.012.35

Набатников А. М., Сапрыкин В. Ф. **Вариантное проектирование многопустотных панелей перекрытий** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 4.— С. 2—3.

Изложена методика вариантного армирования короткогабаритных многопустотных плит, позволяющего унифицировать арматурные элементы при одновременном сокращении расхода арматурной стали по сравнению с существующими проектными решениями. Предложения по вариантному армированию короткогабаритных плит доведены до рабочих чертежей, что дает возможность реализовать их на производстве.— Ил. 1, табл. 1.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.87:693.554

Деминов П. Д., Сушкова С. П. **Влияние рамной обстойки связевого каркаса с напрягаемой арматурой на работу здания** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 4.— С. 3—5.

Рассмотрено влияние на работу каркаса с напрягаемой в строительных условиях арматурой ригелей жестких узлов сопряжения колонн и перекрытий. Учет жесткости узлов позволяет уменьшить число связевых элементов в здании.— Ил. 2.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 691.972

Баженев Ю. М., Алимов Л. А., Воронин В. В. **Принципы определения состава бетона на основе вяжущих низкой водопотребности** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 4.— С. 6—7

Проведенные исследования показали, что для бетонных смесей и бетонов на основе ВНВ и портландцемента основные зависимости аналогичны, изменяется только положение кривых и получаемые по ним количественные результаты. С учетом этих изменений, можно состав бетона на основе ВНВ устанавливать по единой методике, принятой для определения составов бетонов на основе портландцементов.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.073

Чиненков Ю. В., Дорожкова И. А. **Расчет на кривоизгибных трехслойных панелях ленточной разрезки** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 4.— С. 8—10

Рассмотрен расчет трехслойных железобетонных элементов по образованию трещин, деформациям и прочности при кривоизгибе с использованием предпосылок СНиП 2.03.01—84. При этом расчет на плоский изгиб по СНиПу является частным случаем. Проведены экспериментальные исследования на трехслойных балках, результаты которых хорошо согласуются с теоретическими.— Ил. 3.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.072.2

Клименко Ф. Е., Кваша В. Г., Мельник И. В. **Сопротивление преднапряженных балок многократно повторяющейся нагрузке нестационарных режимов** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 4.— С. 13—16.

Приведены результаты сравнительных испытаний двух групп преднапряженных балок, отличающихся условиями загрузки многократно повторяющейся нагрузкой. Балки первой группы загружались поэтапно при нестационарных режимах циклической нагрузки до разрушения, балки-близнецы второй группы испытывали сразу при разрушающих уровнях повторной нагрузки. Исследованиями установлено, что загрузка балок в нарастающих режимах многократно повторяющейся нагрузки практически не оказало влияния на их выносливость, трещиностойкость, деформативность и характер изменения напряженно-деформированного состояния в целом при разрушении вследствие усталостного разрыва арматуры.— Ил. 3, табл. 2.

УДК 624.012.35:62-192

Баклушев Е. В. **Влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки на надежность внецентренно сжатых элементов** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 4.— С. 16—17

Дан краткий анализ статистической обработки результатов испытаний внецентренно сжатых элементов. Сделан вывод о существенном влиянии гибкости колонн на надежность их расчета. Внесены предложения по нормированию надежности колонн промзданий и снижению их материалоемкости.— Табл. 2.

УДК 691.327:666.972.53

Гурские В. В. **Морозосолеустойкие бетоны** // Бетон и железобетон.— 1992.— № 4.— С. 18—20

Изложены результаты исследования прочностных свойств бетонных образцов, насыщенных водой и водными растворами хлорида натрия. Излагается метод быстрой оценки морозосолеустойкости бетона и основные требования к морозосолеустойким бетонам.— Ил. 1, табл. 3.— Библиогр.: 5 назв.

## CONTENTS

- Nabatnikov A. M., Saprykin V. Ph.* Variation designing of multi-voids overlapping panels
- Deminov P. D., Sushkova S. P.* Influence of frame jointing carcass with stressed reinforcement on work of building
- Markus Ya. I., Draginitch V. V.* Evaluation of state of composed covering beams
- Bazhenov Yu. M., Alimov L. A., Voronin V. V.* Principles of determination of composition of concrete on the base of binders with a low water consumption
- Tchinenkov Yu. V., Dorozhkova I. A.* Calculation of three-layer panels of band cutting on oblique bend
- Ermukhanov K. E.* Generalized analysis of calculation of squirting strength of slabs according to home and foreign norms
- Klimenko Ph. E., Kvasha V. G., Melnik I. V.* Resistance of prestressed beams to multiple loading of non-fixed regimes
- Baklushev E. V.* Influence of flexibility and eccentricity of load application on safety of extra-centre compressed elements
- Gurskis V. V.* Frost-salt resistant concretes
- Khajutin Yu. G., Dorph V. A.* Building norms for realization of concreting
- Golyshv A. I., Zhadanovskij B. V., Kagramanov R. A.* About article of Yu. G. Khajutin and V. A. Dorph "Building norms for realization of concreting"
- Podlesnykh V. A., Pjatkovskaja N. S.* Practice of application of standards on reinforced structures
- Pirogov V. A.* Fixing of concrete composition and its correction
- Gershanovitch G. L.* On standardization of testing methods and of control of concrete quality
- Dorph V. A., Khajutin Yu. G.* On metrological conception of quality control of concrete mix and of its components

## CONTENU

- Nabatnikov A. M., Saprykine V. Ph.* L'élaboration des projets variés de panneaux des revêtements à multiples vides
- Deuminov P. D., Souchkova S. P.* L'influence du carde de carcasse de liaison avec des armatures contraintes sur le service de l'ouvrage
- Markous Ya. I., Draghinitch V. V.* L'évaluation de l'état des poutres composées de recouvrement
- Bazhenov Yu. M., Alimov L. A., Voronine V. V.* Les principes de détermination de la composition du béton sur la base des liants d'une basse consommation d'eau
- Tchinenkov Yu. V., Dorozhkova I. A.* Le calcul sur la flexion oblique du panneau à trois couche d'une coupe à rubans
- Ermoukhanov K. E.* L'analyse généralisé de calcul de la résistance à l'enfoncement des poutres conformément aux normes nationales et étrangères
- Klimenko Ph. E., Kvacha V. G., Melnik I. V.* La résistance des poutres précontraintes au charge réitéré des régimes non-stationnaires
- Baklouchev E. V.* L'influence de flexibilité et d'excentricité d'application du charge sur la fiabilité des éléments comprimés hors du centre
- Gourskis V. V.* Les bétons résistants au gel et aux sels
- Khajutine Yu. G., Dorph V. A.* Sur les normes de construction pour le bétonnage
- Golychev A. I., Zhadanovsky B. V., Kagramanov R. A.* Sur l'article de Yu. G. Khajutine et V. A. Dorph « sur les normes de construction pour le bétonnage »
- Podlesnykh V. A., Pjatkovskaja N. S.* La pratique d'application des standards pour les structures en béton armé
- Pirogov V. A.* La fixation de la composition du béton et sa correction
- Gherchanovitch G. L.* Sur la standardisation de méthodes des essais et du contrôle de la qualité du béton
- Dorph V. A., Khajutine Yu. G.* Sur la conception métrologique de contrôle de la qualité du béton frais et de ses composants

Редакционная коллегия: В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевец, В. М. Бондаренко, А. И. Буракас, В. В. Гранев, П. А. Демянюк, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Маилян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых (главный редактор), В. М. Силин, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаютин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 04.02.92. Подписано в печать 16.03.92. Формат 60×90<sup>1/4</sup>. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3.92. Усл. кр.-отт. 4.92. Уч.-изд. л. 5,38. Тираж 8450. Заказ 5183.

Цена для индивидуальных подписчиков 1 р., цена для предприятий и организаций 4 р.

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Каляевская, 23а

Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Министерства печати и информации Российской Федерации

142300, г. Чехов Московской области

Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика»

142310, ул. Подольск-ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru



Ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) оказывает на договорной основе производственным предприятиям и строительным организациям консультативную и научно-техническую помощь при реализации следующих разработок, рекомендуемых для широкого использования в строительстве.

В случае заинтересованности предприятий и организаций в реализации указанных разрабо-

ток следует направить в НИИЖБ заявку-запрос о необходимой дополнительной информации или возможности заключения договора на передачу научно-технических разработок и их привязку к местным условиям.

*Заявка-запрос оформляется на бланке организации-заказчика с указанием шифра и названия интересующей разработки и направляется в адрес института: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ. Группа маркетинга.*

## НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЕ ДОСТИЖЕНИЯ, РЕКОМЕНДУЕМЫЕ НИИЖБ ДЛЯ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ В ПРОМЫШЛЕННОСТИ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

### 1. ЭФФЕКТИВНЫЕ МАТЕРИАЛЫ, АРМАТУРА И БЕТОНЫ

- 1.1. Суперпластификатор С-3.
- 1.2. Отход производства ферросплавов (ОПФ) в сочетании с суперпластификатором С-3.
- 1.3. Комплексная добавка для бетона; повышающая его морозостойкость и водонепроницаемость.
- 1.4. Комплексные противоморозные добавки для бетонов.
- 1.5. Эффективное трещиностойкое антикоррозионное лакокрасочное покрытие на основе хлорсульфированного полиэтилена (ХСПЭ).
- 1.6. Трещиностойкие антикоррозионные лакокрасочные покрытия на основе модифицированных ХСПЭ битумных композиций (ХПБМ).
- 1.7. Арматурная высокопрочная стабилизированная проволока круглая (гладкая) класса В-II диаметром 5 мм.
- 1.8. Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-1.
- 1.9. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая периодического профиля улучшенного качества класса Вру-1.
- 1.10. Проволока из низкоуглеродистой стали периодического профиля повышенной прочности класса Врп-1.
- 1.11. Арматурный канат 19-проволочный класса К-19 диаметром 14 м.
- 1.12. Высокопрочная свариваемая арматурная сталь классов А-V и А-VI.
- 1.13. Свариваемая термомеханически упрочненная арматурная сталь повышенной прочности класса Ат-IVС.
- 1.14. Стержневая арматурная сталь класса Ас-III, стойкая против низких отрицательных температур.
- 1.15. Новые виды термомеханически упрочненной арматуры повышенной коррозионной стойкости.
- 1.16. Стеклопластиковая арматура.
- 1.17. Конструкционный легкий бетон пониженной плотности.
- 1.18. Конструкционный шлакопемзобетон повышенной долговечности.
- 1.19. Конструкционно-теплоизоляционный легкий бетон на гравиеподобной шлаковой пемзе.
- 1.20. Шунгизитобетон средней плотности 1000 кг/м<sup>3</sup> для панелей наружных стен.
- 1.21. Легкий бетон на зольном аглопоритовом гравии.
- 1.23. Перлитополистиролбетон для однослойных стеновых панелей.
- 1.24. Конструкционный керамзитобетон из смесей высокой подвижности для монолитного строительства.
- 1.25. Поризованный арболит для зданий с самонесущими конструкциями стен.
- 1.26. Ячеистый бетон с комплексной добавкой на основе С-3.
- 1.27. Теплоизоляционный ячеистый бетон плотностью 350 кг/м<sup>3</sup>.
- 1.28— Ячеистый бетон повышенной прочности с использованием зол-уноса ТЭЦ и металлургических шлаков.
- 1.29. Ячеистый бетон на основе отходов цветной металлургии.
- 1.30. Ячеистый бетон на основе отходов промышленности.
- 1.31. Газозобетон естественного твердения для монолитного домостроения.
- 1.32. Жаростойкий бетон на высокоглиноземистом цементе для футеровки высокотемпературных агрегатов с агрессивной средой.
- 1.33. Сухие бетонные смеси для футеровки тепловых агрегатов.
- 1.34. Бетоны на сульфатостойком шлакопортландцементе.
- 1.35. Мелкозернистые бетоны со сниженным расходом цемента.
- 1.36. Бетон на напрягаемом цементе.
- 1.37. Бесцементный целочесиликатный бетон.
- 1.38. Легкие полимербетоны.
- 1.39. Химически стойкие полимербетоны на основе синтетических смол.
- 1.40. Химически стойкие серные бетоны.
- 1.41. Бицидный бетон.
- 1.42. Высокопрочный термолитобетон.
- 1.43. Химически стойкие бетоны на основе эпоксикрилового связующего.
- 1.44. Вяжущее низкой водопотребности (ВНВ).
- 1.49. Бетоны, поризованные пенообразователем ЦКК.
- 1.52. Бетон для конструкций транспортных сооружений.
- 1.53. Бетон с добавками электролитов и суперпластификатора при устройстве буронабивных свай в вечномерзлых грунтах.
- 1.54. Арматурная сталь винтового профиля.
- 1.55. Безгипсовые портландцементы с комплексными добавками для бетонирования монолитных и изготовления сборных конструкций.

### 3. ТЕХНОЛОГИЯ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

- 3.1. **Изготовление сборных железобетонных изделий и конструкций**
  - 3.1.1. Снижение расхода цемента при изготовлении сборных железобетонных конструкций путем уменьшения отпускной прочности бетона.
  - 3.1.2. Снижение передаточной прочности бетона в преднапряженных стропильных балках пролетом 12, 18 м, изготавливаемых в силовых формах.
  - 3.1.3. Снижение передочной прочности бетона в преднапряженных многопустотных панелях, изготавливаемых на силовых поддонах с открывающимися бортами.
  - 3.1.4. Технология вибропротяжного формования для изготовления изделий крупнопанельного домостроения.
  - 3.1.5. Технология изготовления бордюрных камней методом роликового формования.



- 3.1.6. Автоматизированная роторно-конвейерная линия по производству железобетонных изделий.
- 3.1.7. Вибрационное оборудование с управляемыми режимами колебаний.
- 3.1.8. Технология изготовления легкого бетонных стеновых панелей с внутренним теплоизоляционным слоем из крупнопористого бетона.
- 3.1.9. Технология изготовления конструкций из бетона на зольном аглопоритовом гравии.
- 3.1.10. Технология изготовления стеновых панелей и мелких блоков из неавтоклавного ячеистого бетона.
- 3.1.11. Интенсификация технологического процесса изготовления изделий из ячеистых бетонов.
- 3.1.12. Технология неавтоклавных газозолобетонных стеновых панелей с прерывистым режимом вибро-вспучивания.
- 3.1.13. Усовершенствование технологии изготовления железобетонных аэродромных плит в силовых формах.
- 3.1.14. Автоматизированная установка для заготовки и натяжения высокопрочной стержневой арматуры.
- 3.1.15. Автомат для непрерывного армирования преднапряженных плитных конструкций массового применения.
- 3.1.16. Самоходный арматурно-намоточный агрегат.
- 3.1.17. Линия стыковой сварки термической обработки и мерной резки арматуры.
- 3.1.18. Пистолет для приварки втавр под флюсом арматурных стержней.
- 3.1.19. Зажимы полуавтоматические для натяжения арматуры железобетонных конструкций.
- 3.1.20. Автоматизированная линия анкеровки стержневой арматуры.
- 3.1.21. Защита закладных деталей цинкосиликатными покрытиями.
- 3.1.22. Изготовление и защита от коррозии гибких связей трехслойных панелей.
- 3.1.23. Формы и поддоны-вагонетки с трехточечным опиранием.
- 3.1.24. Силовая форма с самораспалубкой для изготовления преднапряженных стоечных конструкций.
- 3.1.25. Предварительно напряженные стальные поддоны.
- 3.1.26. Усиление форм на заводах сборного железобетона.
- 3.1.27. Звукоизолирующее устройство (бокс) для формующего агрегата.
- 3.1.28. Использование резиновых элементов для снижения уровня шума формующих установок.
- 3.1.29. Виброимпульсная технология производства добавок из труднорастворимых веществ.
- 3.1.30. Смесительная установка для приготовления алюминиевых паст.
- 3.1.31. Автоматизированная пропарочная камера ямного типа.
- 3.1.32. Термоактивный опалубочный щит.
- 3.1.33. Способ тепловой обработки тяжелых бетонов в среде продуктов сгорания природного газа.
- 3.1.34. Тепловая обработка бетона в среде увлажненных продуктов сгорания природного газа.
- 3.1.35. Гелиотермообработка железобетонных изделий с применением пленкообразующих составов.
- 3.1.36. Комбинированная гелиотермообработка бетонных и железобетонных изделий при изготовлении их на полигонах круглогодичного действия.
- 3.1.37. Технология тепловой обработки железобетона за счет использования солнечной энергии.
- 3.1.38. Технология изготовления самоупрежженных железобетонных напорных труб диаметром 5,5 м.
- 3.1.39. Установка для низкотемпературной антикоррозионной пропитки железобетонных конструкций.
- 3.1.40. Линия по нанесению защитных покрытий на гибкие связи трехслойных панелей.
- 3.1.41. Технологическая линия по выпуску полимербетонных изделий.
- 3.1.42. Поточная технологическая линия по выпуску химически стойких полимербетонных конструкций.
- 3.1.43. Низкочастотные виброплощадки, в том числе с управляемыми режимами.
- 3.1.44. Технология автоматической тепловой обработки сборного железобетона с использованием изотермосмесителя.

- 3.1.46. Технология высокопрочного бетона, твердеющего под давлением.
- 3.1.47. Изготовление железобетонных труб с применением кольматирующих композиций.
- 3.1.48. Изготовление безнапорных самоупрежженных труб диаметром 800—1200 мм методом радиального прессования.
- 3.1.49. Роликовая головка повышенной долговечности для станков радиального прессования.

## 3.2. Возведение монолитных зданий и сооружений.

- 3.2.1. Жилые дома с наружными стенами из монолитного керамзитогазобетона.
- 3.2.2. Способ бетонирования монолитных конструкций в вечномерзлых грунтах.
- 3.2.3. Энергосберегающая технология бетонирования монолитных конструкций при положительных и отрицательных температурах.
- 3.2.4. Применение термоактивных опалубочных щитов в монолитном строительстве.
- 3.2.5. Малоэнергоёмкие способы устройства монолитных протяженных конструкций в зимнее время.
- 3.2.6. Интенсификация твердения бетонов на напрягающем цементе, укладываемых в зимних условиях.
- 3.2.7. Уход за монолитным бетоном с применением новых эффективных пленкообразующих составов.
- 3.2.8. Технология безвибрационного возведения монолитных железобетонных водоводов диаметром 24 м методом напорного нагнетания.
- 3.2.9. Устройство монолитной теплоизоляции из газозобетона в конструкциях полов и покрытий жилых и общественных зданий.
- 3.2.10. Железобетонные крыши, не требующие защиты кровлей.
- 3.2.11. Специализированные полуавтоматы для сварки арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций.
- 3.2.12. Способы натяжения преднапряженной арматуры с использованием приборов ПИН-5 и замоноличивания стыков при возведении каркасных и крупнопанельных зданий.
- 3.2.13. Устройство теплых полов на основе вторичного полиэтилена.
- 3.2.14. Ремонт ячеистобетонных стен жилых и промышленных зданий.
- 3.2.15. Новые высокоэффективные способы ремонта железобетонных конструкций.

## 3.3. Контроль качества бетона и железобетона.

- 3.3.1. Правила контроля прочности бетонов (ГОСТ 18105—86).
- 3.3.2. Правила контроля средней плотности легких и ячеистых бетонов (ГОСТ 27005—86).
- 3.3.3. Прибор для оперативного производственного контроля реологических свойств бетонной смеси (РЕОБЕТ-1).
- 3.3.4. Прибор для оперативного производственного контроля реологических свойств бетонной смеси (РЕОБЕТ-2).
- 3.3.5. Прибор для оперативного производственного контроля реологических свойств бетонной смеси (РЕОБЕТ-3).
- 3.3.6. Правила подбора состава бетонов (ГОСТ 27006—86).
- 3.3.7. Методика по оценке прочности и трещиностойкости железобетонных труб при испытании неразрушающими методами.
- 3.3.8. Прибор ПИН-5 для контроля силы натяжения арматуры.
- 3.3.9. Метрологическое обеспечение контроля усилий предварительного напряжения арматуры с помощью прибора ПИН-8.
- 3.3.10. Ультразвуковой контроль качества сварных стыковых соединений стержневой арматуры железобетонных конструкций на монтаже.
- 3.3.14. Прибор ПИН-10 для контроля усилий натяжения арматуры при производстве железобетона.
- 3.3.15. Назначение проектных марок бетона по морозостойкости и морозосолеустойкости.
- 3.3.16. Определение коррозионной стойкости цемента и бетона в агрессивных сульфатных средах.
- 3.3.17. Методы определения коррозионной стойкости бетона.