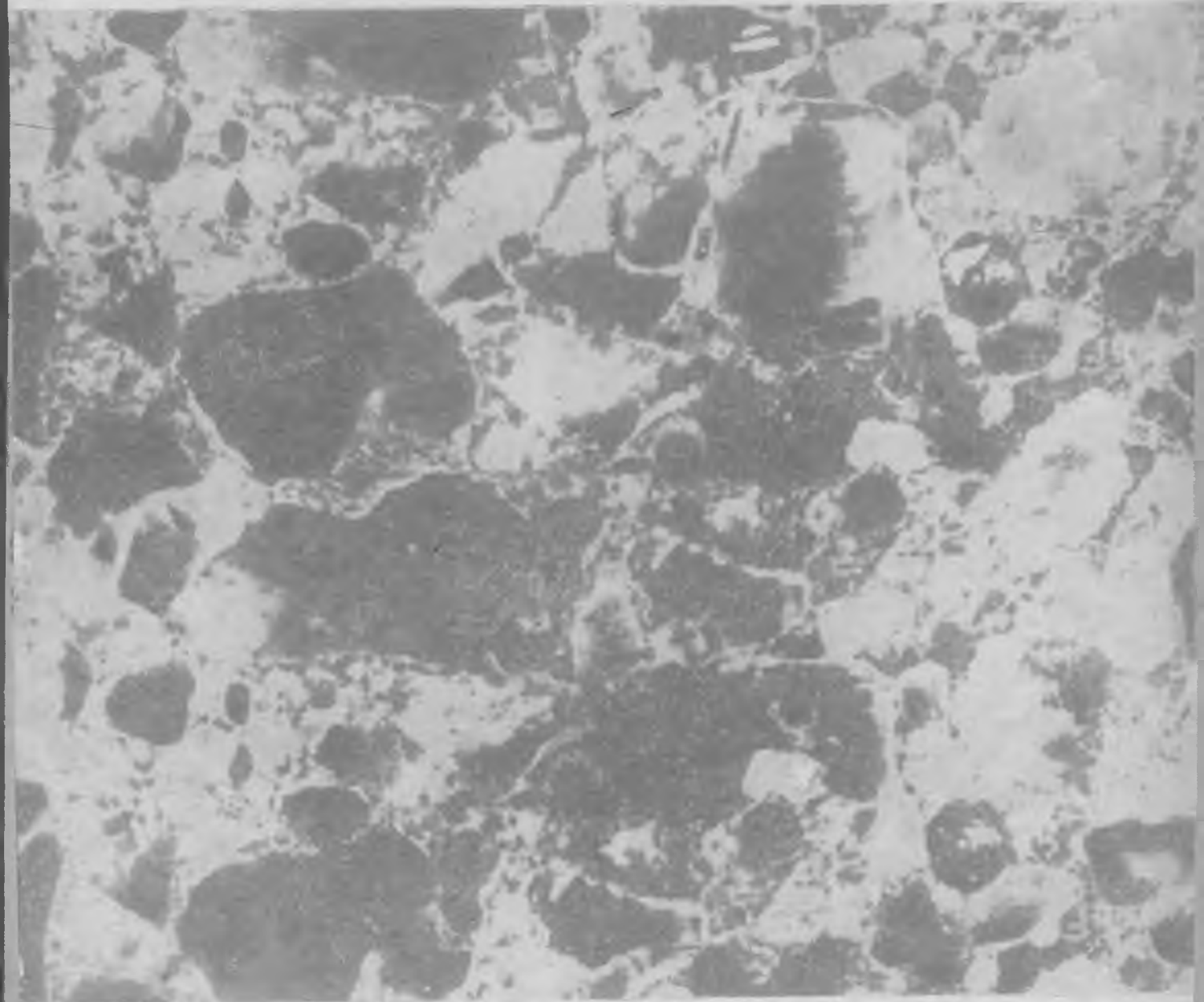


6п7  
Б-54

ISSN 0005-9889

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН 1-12

1986



# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1  
(370)

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР  
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

Январь 1986

ЕЖЕМЕСЯЧНЫЙ  
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ  
И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ  
ЖУРНАЛ

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

## Содержание

<b>Навстречу XXVII съезду КПСС</b>	
Предварительно напряженный железобетон в двенадцатой пятилетке . . . . .	2
<i>Крамарь В. Г., Чалкатрян Д. А., Кожухов И. И.</i> Преднапряженные многопустотные панели со смешанным армированием . . . . .	3
<i>Подольский И. Я., Лаковский Д. М., Нечаев Г. А.</i> Преднапряженные ригели со смешанным и внешним армированием для каркасов многоэтажных зданий . . . . .	5
<i>Старостин В. Ф., Тринчер Ю. К., Сасонко Л. В., Шприц Е. С.</i> Междуетажные перекрытия переменной высоты тепловых и атомных станций . . . . .	8
<i>Михайлов В. В., Литвер С. Л., Мартиросов Г. М.</i> Напрягающий цемент и самонапряженные железобетонные конструкции в СССР . . . . .	10
<i>Кривошеев П. И., Краснобаев В. В., Манискевич Е. С.</i> Конструкции каркасных зданий для сложных грунтовых условий . . . . .	13
<i>Цейтлин А. Л., Захаров Л. В.</i> Особенности развития современного мостостроения . . . . .	16
<i>Довгий Н. Ф., Нилов О. Г., Туровский А. Н., Рабинович Е. А., Зикеев Л. П., Бердичевский Г. И.</i> Преднапряженные железобетонные опоры вращающихся печей . . . . .	19
<i>Якушин В. А., Салихов В. М.</i> Прочность оголовка преднапряженной сваи при воздействии ударной нагрузки . . . . .	21
<i>Мадатян С. А., Михайлов К. В.</i> Перспективы развития эффективной арматуры для обычных и преднапряженных конструкций . . . . .	23
<b>Трибуна соревнующихся</b>	
<i>Савицкий А. А.</i> Из опыта организации социалистического соревнования . . . . .	25
<i>Фитина Н. И.</i> Опыт бригады по выпуску дорожного бетона . . . . .	26

### Экономия ресурсов

<i>Омельченко А. А., Лецинский М. Ю.</i> Опыт применения статистического контроля прочности бетона . . . . .	28
--	----

### Конструкции

<i>Жоахин Л. П., Валинецкий А. В.</i> Исследование модели бункера на действие сыпучей среды . . . . .	30
<i>Быченков Ю. Д., Волюнский Б. Н., Довгалоук В. И.</i> Прочность консолей колонн каркаса серии 1.020-1/83 . . . . .	32

### Бетоны

<i>Заседателев И. Б., Шифрин С. А., Ткачев А. В.</i> Особенности термообработки тонкостенных изделий в гелиоформах . . . . .	34
<i>Тотурбиев Б. Д.</i> Бесцементные жаростойкие бетоны на силикат натриевых композиционных вяжущих . . . . .	35

### Заводское производство

<i>Абрамов В. П., Соловьяничик А. Р., Шмалько В. В., Виноградов В. П., Овчаренко А. Г., Бобылев В. Г.</i> Система автоматического управления тепловлажностной обработкой железобетонных изделий . . . . .	37
---	----

### Строительное производство

<i>Абрамов В. С., Веселовский А. Б.</i> Нагрев бетона в опалубках и формах с покрытиями из электропроводных полимеров . . . . .	39
---	----

### В помощь проектировщику

<i>Чиненков Ю. В., Кузьмич Т. А., Егиян С. С.</i> Расширение использования эффективной арматуры в легких бетонах низких марок . . . . .	40
<i>Пирадов А. Б., Аробелидзе В. И., Хуцишвили Т. Г.</i> К расчету несущей способности внецентренно сжатых элементов . . . . .	43

### Теория

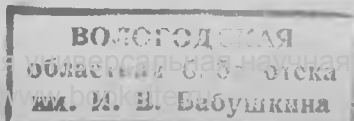
<i>Кириллов А. П., Мирсаяпов И. Т.</i> Влияние виброползучести бетона на выносливость железобетонных конструкций . . . . .	45
--	----

Стадион Измайлово, при реконструкции которого применен бетон на НЦ, нанесенный методом торкретирования (к статье В. В. Михайлова, С. Л. Литвера, Г. М. Мартиросова «Напрягающий цемент и самонапряженные конструкции в СССР»)

Интерьер зала экспериментальной школы с ригелем пролетом 18 м и высотой 60 см (к статье И. Я. Подольского, Д. М. Лаковского и Г. А. Нечаева «Преднапряженные ригели со смешанным и внешним армированием для каркасов многоэтажных зданий»)

ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ  
МОСКВА

© С. Стройиздат, 1986



## ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОН В ДВЕНАДЦАТОЙ ПЯТИЛЕТКЕ

Проектом Основных направлений экономического и социального развития СССР на 1986—1990 годы и на период до 2000 года предусмотрено осуществить дальнейшую индустриализацию строительного производства, последовательно превращая его в единый промышленный процесс возведения объектов из элементов высокой заводской готовности, изготовляемых на механизированных технологических линиях. В 1990 г. намечено, по сравнению с 1985 г., обеспечить снижение удельного расхода проката черных металлов в строительстве на 13—15%, цемента — на 8—10%. За нынешнее пятилетие предстоит повысить производительность труда в строительстве на 15—16%.

Важную роль в решении этих задач должно сыграть дальнейшее развитие предварительно напряженных железобетонных конструкций, снижение их материалоемкости, расширение областей применения и рост объема их выпуска.

Народнохозяйственное значение предварительно напряженного железобетона, производство которого в одиннадцатой пятилетке составило около 140 млн. м<sup>3</sup>, т. е. свыше 22% выпуска сборного железобетона в целом, а также его влияние на повышение технического уровня нашего капитального строительства и прежде всего на снижение его металлоемкости, — весьма существенно.

Из предварительно напряженного железобетона в истекшей пятилетке изготовлялись значительная часть сборных конструкций перекрытий пролетом от 5 до 12 м для жилых, общественных и производственных зданий; основной объем несущих покрытий одноэтажных и многоэтажных производственных зданий, в том числе панелей и плит разных видов; стропильные и подстропильные балки и фермы пролетом до 24 м; ригели пролетом 6—12 м; подкрановые и фундаментные балки, а также обширная номенклатура изделий для инженерных сооружений различного назначения: опоры линий электропередач, контактных сетей, освещения и связи, шпалы для магистральных и подъездных железнодорожных путей, сваи для оснований гражданских и промышленных зданий и гидротехнических сооружений, напорные трубы, сборные элементы силосов для зерна и промышленных сыпучих материалов, наземных и подземных резервуаров и других емкостных сооружений, пролетные строения промышленных эстакад и мостов, плиты покрытий дорог, аэродромов и многие другие.

Дальнейшее развитие предварительно напряженных конструкций в нынешней пятилетке должно реализовываться по нескольким направлениям.

Важное значение приобретает переход к более широкому применению в конструкциях напрягаемой арматуры из стержневой и проволочной (канатной) стали повышенной и высокой прочности взамен широко используемой в настоящее время стали класса А-IIIв.

В нынешней пятилетке черная металлургия начнет поставлять строителям стабилизированную высокопрочную проволоку и арматурные канаты, стержневую арматуру класса А-VI и А-VI диаметром до 32 мм, арматуру класса А-VII, арматуру винтового профиля. Необходимо разработать нормативную и техническую документацию на конструкции с такой арматурой, определить области первоочередного их применения. До настоящего времени, например, около 30% многопустотных плит перекрытий, значительная часть плоских плит перекрытий крупнопанельных зданий, а также ребристых плит перекрытий и перекрытий производственных зданий для промышленного и сельскохозяйственного строительства изготовляется из обычного железобетона. Переход к производству и применению предварительно напряженных изделий того же назначения, но более эффективных по расходу стали, вполне может осуществляться,

как показывает практика, в условиях действующего производства без существенных затрат.

Значительный интерес представляет расширение промышленного выпуска ряда эффективных предварительно напряженных конструкций широкого назначения, достаточно полно изученных, апробированных в заводских условиях, которые обеспечены проектной документацией, но до сих пор применяются в недостаточном объеме.

К числу таких экономичных по расходу стали и бетона конструкций относятся плиты на пролет типа КЖС и «П» размером 3×18 м и 3×24 м, предварительно напряженные колонны для бескрановых и крановых одноэтажных цехов, а также предварительно напряженные колонны на 2—3 этажа без стыков для каркасов многоэтажных зданий, стропильные балки пролетом 6 и 9 м, центрифугированные колонны, конструкции из тонких непрерывно армированных пластин, плиты комплексной конструкции повышенной заводской готовности для покрытий отапливаемых промышленных зданий и др.

Важными направлениями развития предварительно напряженных железобетонных конструкций являются углубленные исследования на экспериментальной основе особенностей их поведения на стадиях изготовления и эксплуатации, а также создание новых эффективных конструктивных решений, в том числе большепролетных плит полной заводской готовности для безрулонных покрытий производственных зданий.

С каждым годом будет увеличиваться производство суперпластификаторов, применение которых упростит технологию формирования и позволит шире практиковать использование бетонов прочностью 60 МПа и выше.

Цементная промышленность освоила и наращивает производство напрягающих цементов, применение которых создаст новые возможности получения предварительно напряженных в различных сборных и монолитных конструкциях, которые, кроме требуемой трещиностойкости, приобретают повышенную водонепроницаемость.

Рациональное использование новых материалов потребует проведения значительных научных, проектных и технологических исследований.

Более широкое применение должен найти метод предварительно напряженных конструкций в сейсмостойком строительстве, в том числе из монолитного железобетона. Интересные разработки выполнены и начинают применяться в многоэтажных зданиях панельного и каркасно-панельного типов.

Требует существенного развития технология производства предварительно напряженных конструкций, в том числе способы натяжения арматуры в заводских и построечных условиях, автоматизация этого процесса, пооперационный контроль качества, дифференцированный подход к назначению передаточной прочности бетона конструкций и т. д.

Для обеспечения планируемого роста производительности труда в строительстве нужно максимально механизировать все технологические процессы, а для предварительно напряженного железобетона — в первую очередь раскладку и натяжение арматуры. Уже созданы такие полуавтоматы для проволочной и стержневой арматуры, основанные на использовании электротермомеханического и электротермического методов натяжения. Сейчас стоит задача сделать их достоянием большинства заводов сборного железобетона. Предстоит, по существу, возродить механический способ натяжения арматуры и максимально его усовершенствовать.

Решение перечисленных задач будет способствовать дальнейшему повышению технического уровня и экономичности капитального строительства.

В. Г. КРАМАРЬ, Д. А. ЧАЛКАТЯН, кандидаты техн. наук;  
И. И. КОЖУХОВ, инж. (НИИЖБ)

## Преднапряженные многопустотные панели со смешанным армированием

Для снижения расхода стали в многопустотных панелях перекрытий целесообразно смешанное армирование, т. е. одновременное использование напрягаемой и ненапрягаемой рабочей арматуры одного или разных классов\*. Размещение ненапрягаемой арматуры по длине панелей только в зоне максимальных моментов приводит к экономии металла на 6—8%. С 1971 г. в Львовском политехническом институте [1] и МИСИ [2] исследованы балки со смешанным армированием. В 1979—1980 гг. в НИИЖБ изучены ребристые плиты размером 3×12 м для покрытий промышленных зданий со смешанным армированием [3]. Учитывая практическое значение смешанного армирования в многопустотных панелях перекрытий, в 1980—1983 гг. исследована работа таких конструкций при кратковременном действии статической нагрузки на образцах сечением 220×650 мм, длиной 3000 мм, с тремя круглыми пустотами диаметром 159 мм. Всего испытали 16 образцов, общую площадь рабочей арматуры в них принимали примерно одинаковой. Все образцы были разбиты на группы (см. таблицу).

\* А. с. № 768908. Многопустотная железобетонная плита перекрытия / Якушев А. А., Фельман Я. М., Афанасьев П. Г., Бердичевский Г. И., Крамарь В. Г., Захаренко Е. И. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1980, № 37.

В качестве рабочей напрягаемой и ненапрягаемой арматуры использовали термически упрочненную стержневую арматуру класса Ат-V.

Преднапряжение в арматуре составляло 400...660 МПа. Прочность бетона в момент его обжатия арматурой колебалась в образцах от 13,64 до 27,8 МПа, прочность бетона в момент испытания составляла 19,7...31,7 МПа. Напряжения обжатия бетона на уровне центра тяжести арматуры, вычисленные по упругому расчету, составили 2,7...3,6 МПа, а относительное обжатие бетона  $\sigma_b/R_0$  изменялось в пределах от 0,1 до 0,27. После передачи усилий преднапряжения с арматуры на бетон наблюдалась неравномерность деформирования бетона по ширине панелей. С увеличением относительного обжатия, а в панелях со смешанным армированием с уменьшением относительного содержания ненапрягаемой арматуры, неравномерность распределения деформаций бетона по ширине панелей увеличивается.

Задолго до образования трещин все тензометры на растянутой грани работают равномерно. К моменту, предшествующему образованию трещин, равномерность нарастания деформации нарушается (рис. 1). Первые видимые трещины в опытных панелях появлялись между напрягаемыми стержнями, под

пустотой, не распространяясь по всей ширине панелей. Неравномерность обжатия по ширине панелей приводит к более раннему образованию трещин на участках между напряженными стержнями. В менее обжатых зонах сечения деформации обжатия бетона погашаются раньше и поэтому в этих местах бетон быстрее достигает предельных деформаций при растяжении. Наличие ненапрягаемой арматуры между стержнями напрягаемой, уменьшая неравномерность обжатия при передаче усилия преднапряжения с арматуры на бетон, способствует более равномерному распределению деформаций бетона растянутой зоны в момент, предшествующий образованию трещин. Фактические моменты образования трещин сравнивали с теоретическими, вычисленными с учетом потерь преднапряжения, по СНиП II-21-75 и по опытным данным. Из рис. 2 видно, что в панелях со смешанным армированием при учете потерь преднапряжения по СНиП наблюдается превышение расчетных значений момента образования трещин над опытными на 0,2...8,5%, а при учете потерь по опытным данным расхождение составляет 2,2...6,5%. Следует отметить, что в панелях со смешанным армированием с увеличением относительного содержания ненапрягаемой арматуры увеличивается и разница между опытными и расчетными значениями момента трещинообразования. На основании результатов исследований для панелей со смешанным армированием рекомендуется расчет момента образования трещин производить по формуле

$$M_T = K M_T^H, \quad (1)$$

где  $M_T^H$  — момент образования трещин, определенный по СНиП II-21-75;  $K$  — коэффициент, учитывающий влияние неравномерности обжатия и наличие ненапрягаемой арматуры в момент образования трещин:  $K=1-0,12\alpha$ , причем  $0,1 \leq \alpha \leq 0,5$ .

Расчетный момент образования трещин, определенный с учетом  $K$ , хорошо согласуется с опытными данными (разница не превышает, в среднем,

Марка панелей	Напрягаемая арматура		Ненапрягаемая арматура		$F_H + F_A$ , см <sup>2</sup>	$\alpha = \frac{F_A}{F_H + F_A}$	$\mu$ , %
	количество и диаметр	$F_H$ , см <sup>2</sup>	количество и диаметр	$F_A$ , см <sup>2</sup>			
ППА	2Ø14	3,097	—	—	3,097	0,000	0,357
ППБ		3,072	—	—	3,072	0,000	0,354
ППА-1		3,068	—	—	3,068	0,000	0,354
ППБ-1		3,072	—	—	3,072	0,000	0,354
ПС-25А	2Ø12	2,200	1Ø10	0,775	2,975	0,261	0,343
ПС-25Б		2,204		0,775	2,979	0,260	0,343
ПС-25А-1		2,252		0,770	3,022	0,255	0,348
ПС-25Б-1		2,277		0,777	3,054	0,254	0,352
ПС-33А	2Ø12	2,197	1Ø12	1,109	3,306	0,335	0,381
ПС-33Б		2,219		1,109	3,328	0,333	0,384
ПС-33А-1		2,252		1,145	3,397	0,337	0,392
ПС-33Б-1		2,256		1,130	3,386	0,334	0,390
ПС-50А	2Ø10	1,545	2Ø10	1,550	3,095	0,501	0,357
ПС-50Б		1,546		1,554	3,100	0,501	0,357
ПНА	—	—	2Ø14	3,070	3,070	1,00	0,354
ПНБ	—	—		3,068	3,068	1,00	0,354

Примечание. ПП — чисто преднапряженные панели; ПС — панели со смешанным армированием; ПН — панели с ненапрягаемой арматурой в соответствии с параметром  $\alpha$ .

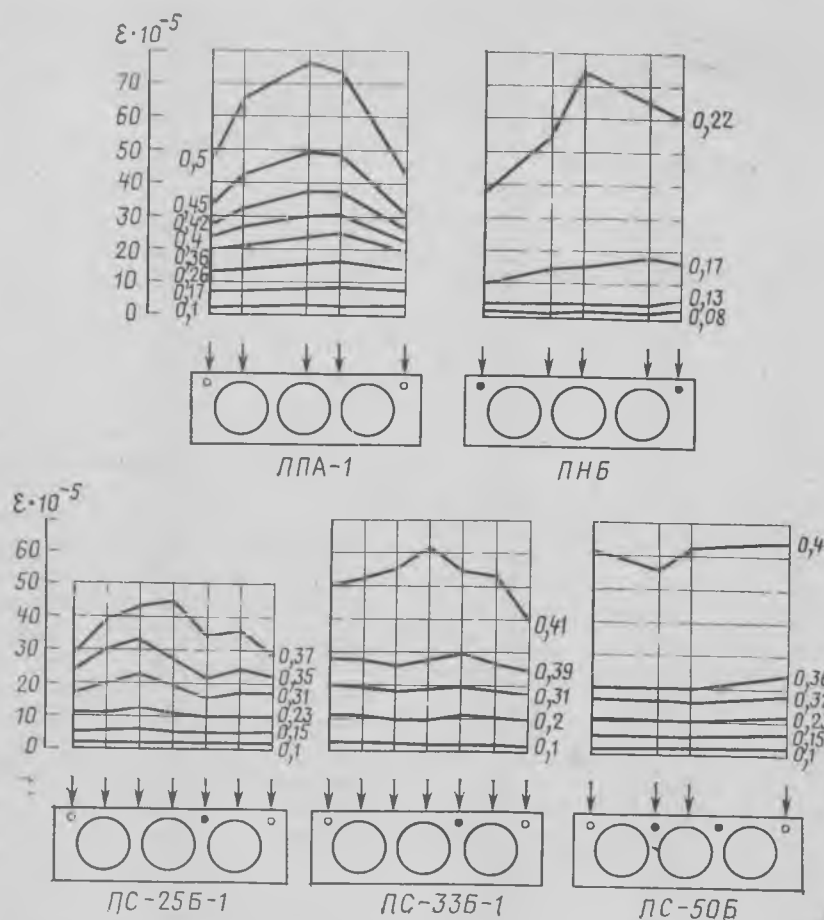


Рис. 1. Распределение деформаций бетона растянутой зоны при нагружении панелей внешней нагрузкой  
Цифры у кривых обозначают отношение действующего момента к опытному разрушающему

1,1%). В многопустотных панелях перекрытий существенным показателем является ширина раскрытия трещин на растянутой (потолочной) поверхности элемента. В преднапряженных панелях и в панелях без преднапряжения с расположением арматуры через 555 мм ширина раскрытия трещин между стержнями, в среднем, в 4 раза больше, чем под ними. В панелях со смешанным армированием при расстоянии между стержнями 370 мм ширина раскрытия трещин между стержнями, в среднем, в 1,8 раза, а при расстоянии, равном 185 мм, — в 1,5 раза больше, чем под ними.

На основании анализа предлагается ограничивать расстояние между стержнями рабочей арматуры в многопустотных панелях перекрытий со смешанным армированием величиной 370 мм, т. е. через две пустоты, но не более 400 мм.

Для количественной оценки ширины раскрытия трещин на растянутой грани элемента были использованы результаты опытов [4]. При  $c/h_0 \leq 0,12$  ширину раскрытия трещин определяют по формуле СНиП II-21-75; при  $0,12 \leq$

$\leq c/h_0 \leq 0,5$  — по формуле СНиП с умножением полученной величины на коэффициент  $\delta = 8c/h_0$ ; при  $0,5 < c/h_0 < 1$  —  $\delta = 4$  ( $c$  — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до растянутой грани элемента).

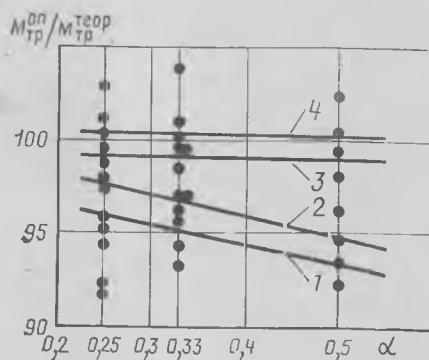


Рис. 2. Зависимость отношения опытных и расчетных значений момента образования трещин от  $\alpha$  при расчете потерь преднапряжения

1 — по СНиП II-21-75; 2 — из опыта; 3 — по формуле (2) с учетом потерь по СНиП II-21-75; 4 — по формуле (2) с учетом опытных потерь

Для исключения влияния толщины защитного слоя бетона, а также диаметра продольной арматуры на ширину раскрытия трещин, с целью получения опытных результатов, сопоставимых между собой, ввели понятие приведенной опытной ширины раскрытия трещин, определяемой для всех опытных панелей по формуле

$$a_T^{оп} = \frac{a_T^{изм}}{\delta \sqrt{d}}, \quad (2)$$

где  $a_T^{изм}$  — ширина раскрытия трещин, измеренная на растянутой грани;  $d$  — диаметр арматуры, под которой измерялась трещина.

$$\delta = 8c/h_0,$$

причем  $c$  — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до растянутой грани панелей;  $h_0$  — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до сжатой грани панелей.

Приведенную опытную ширину раскрытия трещин сравнивали с расчетной, подсчитанной по СНиП II-21-75. Поскольку в значениях приведенной опытной ширины раскрытия трещин были исключены влияние толщины защитного слоя бетона и диаметр стержней, то выражение для определения приведенной расчетной ширины раскрытия трещин принимает вид

$$a_T^{теор} = \frac{\sigma_a}{E_a} 20 (3,5 - 100 \mu). \quad (3)$$

Напряжения в ненапрягаемой арматуре  $\sigma_a$ , а для напрягаемых стержней — приращение напряжений  $\Delta\sigma_a$ , вычисляли по СНиП II-21-75. При уровнях нагрузки, близких к моменту образования трещин, расчетные значения существенно превышают опытные. При увеличении уровня нагрузки эта разница уменьшается (см. рис. 2).

Превышение расчетных значений над опытными на начальных этапах после образования трещин объясняется участием бетона растянутой зоны над трещиной в работе сечений опытных панелей. Поэтому была рассчитана ширина раскрытия трещин с учетом работы бетона растянутой зоны по предложению [5]. В соответствии с ними, для изгибаемых элементов из тяжелого бетона ширина раскрытия трещин определяется линейной интерполяцией между значениями  $a_T = 0$  при моменте образования трещин  $M_T$  и значением  $a_T^0$ , вычисленным по формуле

$$M^0 = M_T + \psi b h^2 R_p, \quad (4)$$

где  $\psi = \frac{15 \mu n}{\eta} \leq 0,6$ .

Учет работы бетона растянутой зоны сближает значения расчетной и опытной

ширины раскрытия трещин практически на всем диапазоне уровней нагрузки и отношение их близко к 1 (см. рис. 2).

Напряжения в арматуре к моменту разрушения опытных панелей определяли по реальным деформациям напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, измеренным при испытании панелей с учетом диаграммы растяжения образцов арматуры, вырезанных из опорных зон панелей (рис. 3).

Анализ экспериментальных данных показал, что при разрушении панелей напряжения в стержнях напрягаемой арматуры в панелях со смешанным армированием достигали временного сопротивления. Напряжения в ненапрягаемой арматуре не достигали временного сопротивления, однако были близки к нему. Отношение фактического напряжения в ненапрягаемой арматуре, полученного по результатам измерений деформаций в предельной стадии, к временному сопротивлению для опытных панелей составило 0,94...0,98. Кроме того, испытания образцов арматуры, вырезанных из зоны чистого изгиба испытанных панелей, показали, что в арматуре были исчерпаны пластические деформации. Это свидетельствует о том, что напряжения в ней в стадии разрушения были близки к временному сопротивлению на разрыв.

Была испытана опытная партия многопустотных панелей длиной 6 м со смешанным армированием. Испытания натурных образцов установило, что

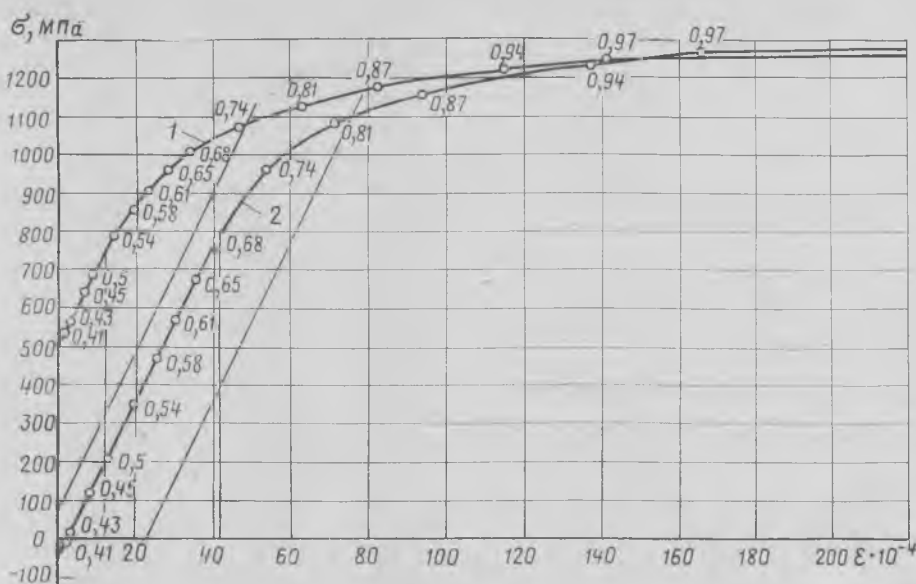


Рис. 3. Изменение напряжений в напрягаемой (1 —  $\sigma_B = 1297$  МПа) и ненапрягаемой (2 —  $\sigma_B = 1288$  МПа) арматуре при испытании до разрушения. Цифры у кривых обозначают отношение действующего момента к опытному разрушающему

они удовлетворяют требованиям, предъявляемым по прочности, трещиностойкости и жесткости, и могут быть рекомендованы для широкого применения в строительстве.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Градюк И. И., Стасюк М. И. Влияние ненапряженной арматуры на трещинообразование и деформативность предварительно напряженных железобетонных изгибаемых элементов после трехмесячной выдержки в обжатом состоянии. — Вестник Львовского политехнического ин-та, 1973, № 80.
2. Головин Н. Г. Трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов при

смешанном армировании: Реф. инф. ЦИНИС (сер.: Строительные конструкции. Строительная физика (отечественный и зарубежный опыт). 1977, вып. 6.

3. Светов А. А., Севко М. А. Предварительно напряженные ребристые плиты со смешанным армированием для покрытия производственных зданий. — В кн.: Предварительно напряженные железобетонные конструкции зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1981.
4. Хакимов Ш. А. О ширине раскрытия трещин в элементах с различной высотой защитного слоя бетона: Реф. инф. ЦИНИС (сер.: Межотраслевые вопросы строительства). 1970, вып. 7.
5. Лемыш Л. Л. Учет работы растянутого бетона над трещинами при определении ширины их раскрытия. — Бетон и железобетон, 1977, № 6.

УДК 66.024.81.01.46

И. Я. ПОДОЛЬСКИЙ, канд. техн. наук (ПИ-3);  
Д. М. ЛАКОВСКИЙ, инж. (ЦНИИЭП учебных зданий);  
Г. А. НЕЧАЕВ, инж. (Госгражданстрой)

## Преднапряженные ригели со смешанным и внешним армированием для каркасов многоэтажных зданий

ЦНИИЭП учебных зданий, ПИ-3 Минпромстроя СССР, НИИЖБ и трестом Оргтехстрой Калининского ТУС Минстроя СССР разработаны в развитие серии 1.020-1/83 конструкции рамного каркаса для строительства многоэтажных зданий различного назначения с пролетами до 18 м и широким диапазоном нагрузок на перекрытия.

В каркасе применены ригели ограниченной высоты для пролетов 6; 7,2; 9; 12; 15 и 18 м в сочетании с многопустотными настилами для пролетов 6 и 9 м или с ребристыми плитами перекрытий, а также многоэтажные колонны со стальными консолями [1]. Бесконсольные стволы колонн изготовляют в формах для свай или в другой универсальной оснастке с

последующей приваркой консолей на заводе в поворотных кондукторах. Это позволяет получать колонны широкой номенклатуры с различным расположением консолей по их длине при использовании минимального парка форм.

В зависимости от расчетных нагрузок и пролетов (рис. 1 и таблица) принято два типа армирования верхней зоны ри-

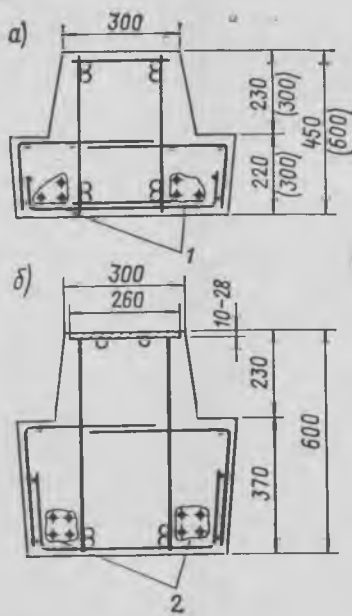


Рис. 1. Поперечное сечение ригелей со стержневым (а) и листовым (б) армированием верхней зоны ригеля  
1 — (4...6)  $\varnothing 16...32$  Ат-V; 2 — (4...8)  $\varnothing 20...28$  А-VI

Пролет ригеля, м	Высота сечения, мм	Предельная расчетная нагрузка на ригель, кН/м <sup>2</sup>	Предельная расчетная нагрузка на перекрытие, кН/м <sup>2</sup> , для плит пролетом, м		
			6	9	12
6	450	140	22	14	10
	600	260	42	28	20
9	450	90	14	8	—
	600	200	32	20	16
12	450	70	10	8	—
	600	140	22	14	10
15	600	70	10	8	—
18	600	70	8	6	—

ригелей стержневое и внешнее листовое. Размеры поперечного сечения ригелей типовые — 300×450 и 300×600 мм.

Во всех ригелях принято смешанное армирование нижней зоны напрягаемой арматуры классов Ат-V, А-V, А-VI и ненапрягаемой класса А-III. В верхней зоне ригелей пролетом до 12 м используют стержневую арматуру, а в ригелях пролетом 15 и 18 м — внешнюю листовую. Вся ненапрягаемая продольная и поперечная арматура объединена в пространственный каркас, в котором крайние верхние и нижние продольные стержни расположены по всей длине ригеля и приварены к стальным опорным обоям. При необходимости усиления сжатой или растянутой зон ригеля в пролете на отдельных участках в соответствии с эпюрой материалов устанавливают дополнительные продольные стержни. Напрягаемая арматура расположена только в полках и устанавливается независимо от пространственного каркаса, что упрощает изготовление ригелей.

В ригелях с внешним армированием поперечную арматуру приваривают к листовой и она одновременно обеспечивает ее анкеровку [2]. Принцип конструирования опорной зоны практически не отличается от принятого при стержневом армировании. При необходимости листовую арматуру в зоне максимальных моментов усиливают приваркой отдельных стержней. Ригели изготавливают в перевернутом положении. Внешнее армирование позволило понизить высоту ригелей с  $1/15$  до  $1/30$  пролета. На концах ригели подрезают для опирания на «скрытые» консоли (рис. 2) высотой 120 и 270 мм при высоте ригелей соответственно 450 и 600 мм. Предельная расчетная нагрузка на эти консоли составляет 500 и 800 кН. Растягивающие и сжимающие усилия в стыке передают с помощью привариваемых на монтаже накладок.

При расчете ригелей по прочности учтено перераспределение усилий с опор в пролет. Степень перераспределения и предельные опорные моменты определяют несущей способностью колонн и стыков ригелей с колоннами, а также минимальным расходом стали на ригель. В ригелях высотой 450 мм опорный момент принят 60...320 кН·м, высотой 600 мм — 280...900 кН·м. Регулирование усилий обеспечивается конструкцией опорной зоны ригеля — первые пластические шарниры образуются в сечениях по грани опорных обоев из-за текучести растянутой продольной арматуры. При этом высота сжатой зоны бетона принята ниже ее граничного значения; на нее практически не влияет напрягаемая арматура, так как сечение находится на незначительном расстоянии от зоны анкеровки. Наличие поперечного армирования и опорной обоймы исключает вероятность сре-

за сжатой зоны бетона относительно растянутой. Элементы стыка обладают несколько большим запасом прочности, чем сечение, в котором образуется пластический шарнир. Таким образом, хрупкая форма разрушения опорной зоны исключается и единственным регулятором образования пластического шарнира в этом сечении является продольная растянутая арматура — стержневая или листовая.

Для большинства разработанных ригелей характерно раннее формирование пластических шарниров на опорах от длительной до полной нормативной нагрузки. Этот уровень снижается при повышении абсолютных значений нагрузки и пролета.

Поскольку разработанный рамный каркас в зданиях высотой до 4—5 этажей можно применять без вертикальных элементов жесткости, ригели в пролете армированы исходя из усилий от одновременного действия вертикальных и горизонтальных нагрузок с учетом закрытия одного из пластических шарниров. При действии горизонтальной нагрузки направление угла поворота в одном из опорных сечений совпадает с углом поворота от вертикальной нагрузки (этот пластический шарнир сохраняется), а в другом сечении — противоположно, т. е. при уменьшении деформаций в арматуре и бетоне происходит разгрузка и закрытие этого шарнира. Рама начинает работать по измененной схеме — с пластическим шарниром на одной опоре; при этом на второй опоре момент снижается с увеличением его значений в пролете до образования пластического шарнира. Такой прием обеспечивает более экономичное проектирование и достаточно надежен, так как при любом сочетании нагрузок в ригеле образуется не более двух пластических шарниров: либо только в опорных сечениях, либо по одному на опоре и в пролете.

Расчет ригелей по второй группе предельных состояний выполнен с учетом перераспределения усилий из-за образования трещин и неупругой работы бетона и стали по специально разработанной программе «Ригель», ориентированной на ЕС ЭВМ. При необходимости расчет можно вести итерационным способом с получением результатов на интересующем уровне нагрузки, либо шагово-итерационным с полной картиной работы ригеля на разных уровнях нагружения.

Учитывая, что для 85—90% зданий нагрузки на перекрытия не превышают 15 кН/м<sup>2</sup>, предлагаемая каркасная система удовлетворяет основным потребностям многоэтажного строительства (см. таблицу). Так, при сетке колонн 6×6 м максимальная полезная норматив-

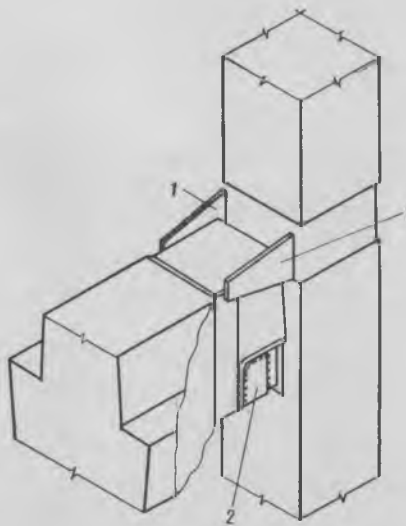


Рис. 2. Стык ригеля с колонной  
1 и 2 — накладки, привариваемые на монтаже

ная нагрузка на перекрытие ограничена 30 кН/м<sup>2</sup>, при сетке 9×6 м—18, 9×9 м—10 и при 12×6 м—12 кН/м<sup>2</sup>. В отдельных случаях при более высоких нагрузках можно применять индивидуальные решения, например сборно-монолитные перекрытия по стальному профилированному настилу.

Конструктивно-технологическая совместимость разработанного каркаса обеспечивает достаточную гибкость архитектурно-планировочных решений, так как позволяет сочетать в плане и по высоте здания различные пролеты и высоту этажей с исключением, как правило, диафрагм жесткости. Основанный на максимальном использовании наиболее массовых типовых конструкций плит перекрытий и ограниченной номенклатуре новых конструкций ригелей каркас можно освоить в сжатые сроки. Его внедрение позволит сократить парк форм, обеспечить экономию материальных и трудовых ресурсов.

Каркас разработан с учетом накопленного опыта по совершенствованию серии ИИ-04 пролетом до 18 м. Новые конструкции отличаются увеличением ширины ригелей с 200 до 300 мм, применением ригелей высотой 600 мм с целью расширения области применения каркаса по нагрузкам. Эти конструкции прошли экспериментальную проверку и успешно применяются в строительстве различных объектов Калинин и Актюбинска.

Испытания ригелей пролетом 9, 12 и 18 м и стыков ригелей с колоннами проводили на экспериментальной базе МНИИТЭП и в КиевЗНИИЭП. Имитацию работы ригеля в рамном каркасе осуществляли с помощью приваренных к его опорным участкам инвентарных стальных консолей длиной 3 м, которые загружали исходя из условия равенства нулю углов поворота сечений на опорах. Это соответствует симметричному нагружению среднего ригеля многопролетной рамы. Испытания проводили в две стадии: на первой ригель загружали этапами до уровня нормативной нагрузки с выдержкой в течение 60 мин и с последующей разгрузкой; вторая проводилась до разрушения.

Опыты подтвердили принятые при проектировании предпосылки и показали практически однотипный характер поведения всех ригелей (рис. 3). Первые трещины образовались в опорных сечениях: при стержневом армировании—на первых этапах нагружения; при листовом—на уровне 45% нормативной нагрузки при относительных деформациях листа (35...40)·10<sup>-5</sup>. Трещины располагались на сравнительно коротких участках длиной от 0,6 до 2 м при пролетах соответствен-

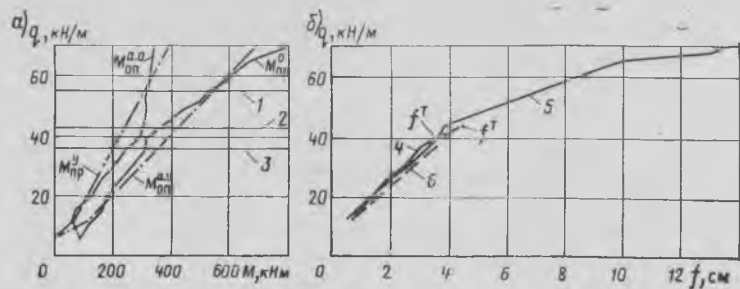


Рис. 3. Перераспределение моментов (а) и прогибов (б) на второй стадии испытаний ригеля пролетом 12 м  
1 — расчетная; 2 — нормативная; 3 — длительная; 4 — 1-е нагружение; 5 — 2-е нагружение; 6 — разгрузка;  $M_{оп}^a$  и  $M_{оп}^y$  — соответственно опытный и упругий опорный момент в ригеле по грани обоймы;  $M_{пр}^o$  и  $M_{пр}^y$  — соответственно опытный и упругий пролетный момент в ригеле;  $f^T$  — расчетный прогиб

но 12 и 18 м. Основное развитие получали две-три трещины по направлению к опорам, не пересекающие полку. Ширина их раскрытия при нормативной нагрузке составляла 0,3—0,35 мм. В середине пролета трещины образовались при нагрузках, составляющих 35, 40 и 85% нормативной, для ригелей пролетом соответственно 9, 12 и 18 м. При нормативной нагрузке высота этих трещин не превышала 60% высоты полки, а ширина раскрытия — 0,2 мм при пролете 9 м и 0,1 мм — при 12 и 18 м. При повторном нагружении ширина раскрытия трещин практически не изменилась.

Процесс образования и раскрытия трещин сопровождался постоянным изменением отношения жесткостей сечений в пролете и на опорах ( $B_{пр}/B_{оп}$ ), что привело к перераспределению моментов, которое совпадало с расчетным по программе «Ригель» (при нормативной нагрузке расхождение опытных и расчетных данных не превышало 15%). Например, в ригеле пролетом 12 м около 30% упругого опорного момента при нормативной нагрузке перераспределилось в пролет; на этом этапе начали формироваться пластические шарниры на опорах. Относительные деформации опорной арматуры достигли (190...220)·10<sup>-5</sup>. При этом бетон в пролете работал упруго. Приращение прогиба при выдержке составило 8%, а остаточный прогиб при разгрузке — 14%. В опорной арматуре остаточные деформации составили (20...40)·10<sup>-5</sup>, а в сжатом бетоне в середине пролета — (5...9)·10<sup>-5</sup>.

Прогибы ригелей пролетом 9 и 12 м при контрольных нагрузках составляли  $1/386$  и  $1/297$  пролета и близко совпадали с расчетными (расхождение не превышало +5,3 и —14,5%).

При повторном нагружении (см. рис. 3) соотношение опорных и пролетных моментов, прогибы и ширина раскрытия трещин при нормативной нагрузке поч-

ти не отличались от зафиксированных на первой стадии испытаний. При дальнейшем повышении нагрузки четко прослеживается завершение формирования пластических шарниров на опорах и перераспределение моментов в пролет. Незначительный рост опорных моментов после образования пластических шарниров объясняется увеличением плеча внутренней пары сил из-за уменьшения высоты сжатой зоны. Формированию пластических шарниров соответствовало интенсивное приращение прогибов. Разрушение ригелей носило пластический характер и происходило при прогибах, равных  $1/80$  пролета. Отношение разрушающей нагрузки к расчетной составляло 1,38—1,4.

Аналогичный характер деформирования и разрушения наблюдался у ригелей пролетом 18 м. Прогибы при длительной и полной нормативной нагрузках составляли 1,42 и 5,5 см ( $1/1270$  и  $1/325$  пролета). При разрушении прогиб составил 24 см, или  $1/75$  пролета, что свидетельствует об определенных резервах жесткости пролетных сечений и о пластической форме разрушения. Сдвиги листа относительно бетона начали проявляться при образовании трещин на опорах, однако в предельной стадии они были незначительны (до 0,1 мм), что свидетельствует о надежной анкеровке листовой арматуры.

Незначительное (на 7...19,6%) снижение прогибов натуральных ригелей, примененных в покрытии экспериментальной школы (см. рисунок на обложке), по сравнению с полученными в лабораторных условиях объясняется некоторым включением плит покрытия в совместную работу с ригелями. Систематическое наблюдение за тремя ригелями в здании в течение года выявило влияние ползучести и сезонных нагрузок (снега) на приращение прогибов во времени (рис. 4). За первые 3 мес прогиб увеличился на 25, за вторые — на 16,7 и за последние



5 мес — на 8,4%. Прогнозируемый максимальный прогиб с учетом наблюдающейся тенденции к стабилизации не должен превысить  $1/305$  пролета, что свидетельствует о достаточном запасе жесткости.

Фактическая оценка эффективности применения изложенных выше принципов проектирования ригелей рамных каркасов выполнена на примере зданий Калининской экспериментальной школы с рамным каркасом, имеющей 30% площади с сеткой колонн  $6 \times 6$  м и 70% площади с укрупненными сетками колонн (45% —  $9 \times 6$  м, 25% —  $12 \times 6$  м и 10% —  $18 \times 6$  м), и типовой школы с шарнирным каркасом, имеющей 90% площади с сеткой колонн  $6 \times 6$  м и 10% площади с

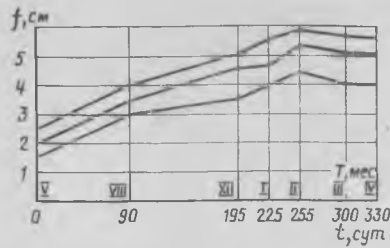


Рис. 4. Приращение прогибов ригелей пролетом 18 м в здании школы в течение года

укрупненной сеткой колонн  $6 \times 12$  м.

Было установлено, что расход стали на рамные каркасные конструкции снижается до 15%, бетона — на 30%, а число монтажных элементов — в 2 раза.

Заводская и построчная трудоемкость сокращается до 30%.

В целом, Калининский опыт экспериментального каркасного строительства, особенно в сочетании с наружными стеновыми панелями высотой на этаж, показал достаточно высокий техничекий уровень разработанной конструктивно-технологической системы.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рекомендации по проектированию и оценке эффективности применения многоэтажных колонн общественных зданий. — М.: Стройиздат, 1983.
2. Рекомендации по проектированию предварительно напряженных ригелей с внешним армированием для гражданских каркасных зданий с укрупненной сеткой колонн. — М.: Стройиздат, 1976.

УДК 69.025[621.31.22+621.311.25:621.039]

В. Ф. СТАРОСТИН, Ю. К. ТРИНЧЕР, инженеры (Минэнерго СССР);  
Л. В. САСОНКО, канд. техн. наук, Е. С. ШПРИЦ, инж. (НИИЖБ)

## Междуэтажные перекрытия переменной высоты тепловых и атомных станций

Опыт использования в СССР и за рубежом конструкций с отогнутой напряженной арматурой [1] позволил перейти к разработке и освоению плит и балок междуэтажных перекрытий пролетом 12 м для тепловых и атомных станций. Высота конструкций изменяется в соответствии с эпюрой изгибающих моментов и поперечных сил, отгибается вся напрягаемая арматура.

Плита и балка переменной высоты с отогнутой в  $1/3$  пролета напряженной арматурой классов А-IIIв или А-V предназначены под нагрузку до  $5 \text{ т/м}^2$  (рис. 1). Расход бетона снижен на 17...19% по сравнению с аналогичными конструкциями постоянной высоты с прямолинейной арматурой, общий расход стали уменьшен при арматуре класса А-V на 30%, в том числе напрягаемой — на 39% (см. таблицу).

Экономический эффект достигается также вследствие снижения строительной высоты перекрытия (ригель-плита), изменения высоты этажей бункерно-деаэрационного отделения главного корпуса или размещения в пределах той же высоты этажа аппаратов больших размеров. Так,

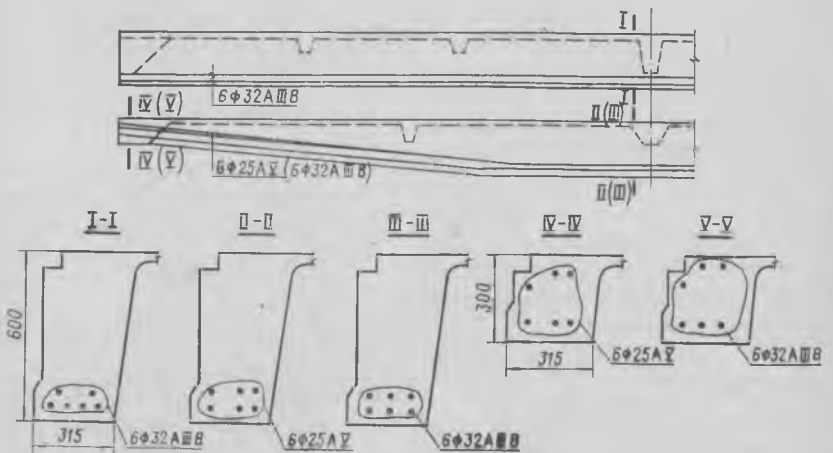


Рис. 1. Расположение напрягаемой арматуры в плитах размером  $3 \times 12$  м

Характеристика плит размером $3 \times 12$ м	Количество, диаметр и класс напряженной арматуры	Расход материалов		
		бетона, м <sup>3</sup> /%	стали, кг/%	в том числе напряженной, кг/%
Постоянная высота, прямолинейная арматура	$6\phi 32 \text{ III в}$	8,0/100	1920/100	907/100
Переменная высота, отогнутая арматура	$6\phi 32 \text{ III в}$	6,6/8,3	1652/86	910/100
Переменная высота, отогнутая арматура	$6\phi 25 \text{ A-V}$	6,6/83	1350/70	555/61

эффект от применения рассматриваемых конструкций на Экибастузской ГРЭС-1 составляет около 200 тыс. р.

Для изготовления плит и балок разработаны чертежи силовых форм, в конструкции которых предусматривалось групповое механическое (гидродомкратами) и электротермическое натяжение арматуры. Отпуск натяжения в соответствии с требованиями норм был предусмотрен групповой плавный с помощью гидродомкратов. Положение арматуры в точках перегиба фиксировалось с помощью консольных штырей (рис. 2). Для осуществления армирования изделий при открытых продольных бортах было предложено устанавливать фиксирующие штыри со стороны поддона. Однако такое решение требовало извлечения стержней из специальных приямков и поэтому не было принято при первичном освоении изделий.

Дополнительного изучения требовали вопросы потерь натяжения при трении об отгибающие приспособления, снижения прочности арматуры в зонах перегиба, последовательности отпуска натяжения, возникновения зон заанкеривания у отверстий после выпрессовки фиксирующих штырей.

При изготовлении плиты размером  $3 \times 12$  м и замеры натяжения показали, что его неравномерность на отдельных участках арматуры не превышала 6%, а после вибрации формы до укладки бетона была еще меньше. Для определения потерь предварительного напряжения арматуры полигонального очертания вследствие трения об отгибающие приспособления была использована формула СНиП II-21-75.

Снижение прочности арматуры в зоне перегиба проверяли на специальных установках в НИИЖБе и Ростовском ПромстройНИИпроекте. Для принятых диаметров отгибающих приспособлений, арматуры и углов отгиба снижения прочности не было обнаружено. Для определения коэффициента условий работы арматуры в зоне перегиба при значительных углах отгиба была рекомендована эмпирическая формула (1):

$$m_{a_0} = \frac{\alpha^\circ + 90^\circ}{2\alpha^\circ + 80^\circ}, \quad (1)$$

где  $\alpha$  — угол перегиба арматуры.

Производство плит и балок с напрягаемой арматурой класса А-IIIв было впервые освоено Березовским заводом строительных конструкций при технической помощи УралТЭПа и НИИЖБа. Плиты размером  $3 \times 12$  м изготовляли по стендовой технологии в силовой форме, установленной в пропарочной камере. Последовательность операций была та-

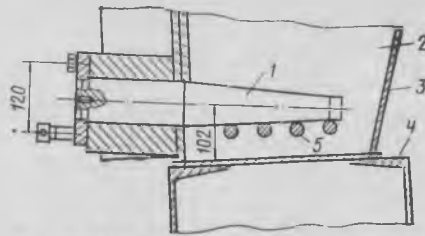


Рис. 2. Фрагмент формы плиты размером  $3 \times 12$  м  
1 — отгибающий штырь; 2 — форма; 3 — внутренний борт; 4 — силовая рама; 5 — отгибаемая арматура

кова: чистка и смазка форм; установка закладных деталей и нижних стоек, а затем и отгибающих штырей; электронагрев арматуры и установка ее в проектное положение; окончательное армирование; бетонирование.

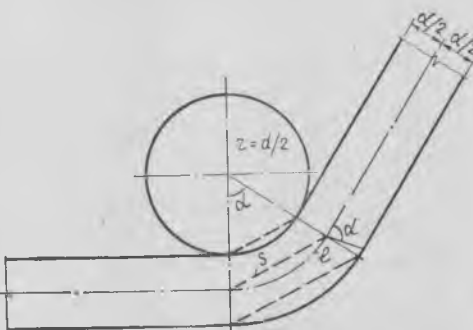


Рис. 3. Зависимость величины втягивания арматуры у отгибающих штырей от диаметров отверстия и угла отгиба

Обычно при отпуске натяжения в конструкциях переменной высоты сначала осуществлялась выпрессовка отгибающих штырей механическими или гидравли-

ческими съемниками; затем производился отпуск натяжения арматуры с торцов и открывание продольных бортов. Однако особенности конструктивной формы — наличие четверти в продольных ребрах плит и в балках (см. рис. 1) заставили изменить последовательность отпуска натяжения. Первоначально производился отпуск натяжения арматуры с торцов; затем извлекались отгибающие штыри и, наконец, открывались продольные борта.

Изготовление плит размером  $1,5 \times 12$  м и балок проводилось по агрегатно-поточной технологии в силовых формах.

Технические условия на производство плит предусматривают заделку бетоном отверстий, образующихся после выпрессовки отгибающих штырей. Однако имеется возможность образования зон заанкеривания арматуры после выпрессовки штыря на участке касания его при отгибе. Рассмотрение схемы (рис. 3) позволяет получить простую зависимость:

$$g_0 = \frac{l - S}{2}, \quad (2)$$

После преобразования получаем формулу:

$$g_0 = \left( D + \frac{d}{2} \right) \left( \frac{\pi d}{360} - \sin \frac{\alpha}{2} \right), \quad (3)$$

где  $l$  — дуга, измеряемая по оси отгибаемой арматуры и соответствующая углу отгиба  $\alpha$ ;  $S$  — соответствующая дуге хорда;  $D$  — диаметр отгибающего штыря;  $d$  — диаметр арматуры.

Замерить величину втягивания арматуры непосредственно у отверстий затруднительно, однако наблюдения показали, что зона заанкеривания здесь на

Рис. 4. Перевозка плит железнодорожным транспортом



порядок ниже зоны заанкеривания у торцов и не оказывает существенного влияния на работу конструкций под нагрузкой.

Плиты и балки были подвергнуты испытаниям по схемам максимального момента и максимальной поперечной силы с учетом кручения продольных ребер. Результаты испытаний продемонстрировали сходство опытных и теоретических характеристик прочности, жесткости и трещиностойкости, что позволило рекомендовать серийный выпуск конструкций для строительства Экибастузской ГРЭС-1.

В настоящее время изготавливают формы с независимой от продольных бортов установкой отгибающих штырей, что

обеспечивает армирование конструкций пространственными каркасами при открытых продольных бортах.

На Северо-Кавказском комбинате производственных предприятий и ПО «Днепроэнергостройпром» освоен выпуск плит и балок с напрягаемой арматурой класса Ат-V. Начато освоение механического группового натяжения и плавного отпуска напрягаемой арматуры, что значительно улучшает качество конструкций и сократит трудозатраты на их изготовление, так как напрягаемая арматура будет заготавливаться и укладываться пакетами на одно ребро и натягиваться одновременно на все изделия.

Перевозка конструкций в основном

выполнялась железнодорожным транспортом (рис. 4).

Описанные конструкции были также применены при строительстве Приморской ГРЭС, Свердловской и Павлодарской ТЭЦ, Балаковской, Южно-Украинской и Волгодонской АЭС, что позволило получить значительный экономический эффект.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сасонко Л. В. Опыт изготовления преднапряженных конструкций с отогнутой арматурой на заводах сборного железобетона: Обзорная информация ВНИИЭСМ. Минпротройматериалов СССР. — М.: 1978.
2. Сасонко Л. В. Исследование изгибаемых предварительно напряженных железобетонных конструкций с отогнутой арматурой. — Автореф. дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук, М., 1975.

УДК 624.01.46

В. В. МИХАЙЛОВ, д-р техн. наук, проф.,  
С. Л. ЛИТВЕР, Г. М. МАРТИРОСОВ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

## Напрягающий цемент и самоупражные железобетонные конструкции в СССР

Совершенствование бетонных и железобетонных конструкций, расширение целесообразных областей их применения в значительной степени зависит от создания новых эффективных вяжущих, в том числе быстротвердеющих, коррозионно-стойких и напрягающих цементов.

Созданный советскими учеными в начале пятидесятых годов напрягающий цемент (НЦ) представляет собой механическую смесь порландцементного клинкера (70—80%), расширяющегося компонента из гипса (15—20%) и вещества, содержащего активные алюминаты кальция (10—15%). Аллюмосодержащие вещества — глиноземсодержащие шлаки, золы тепловых электростанций, высокоалюминатные глины, каолины, алуниты; последние достаточно широко распространены в СССР и являются наиболее перспективным материалом для производства НЦ.

Напрягающий цемент, являясь расширяющимся вяжущим, отличается от аналогичных способностью увеличиваться в объеме после приобретения прочности (8—15 МПа), обеспечивающей сцепление с арматурой. Благодаря этому свойству арматура получает напряжение растяже-

ния, бетон — сжатия, а железобетонная конструкция становится самоупражной. При этом арматура растягивается независимо от направления своего расположения в бетоне, что позволяет создавать двухосное и объемное самоупражение конструкций.

Важнейшим показателем качества самоупраженной конструкции является прочность бетона в процессе эксплуатации. У бетонов на НЦ она обычно составляет 40—70 МПа. Рост прочности напрягающего бетона интенсивно продолжается после достижения цементным камнем возраста 28 сут. Через 3 мес. прочность увеличивается на 30%, а через 6 мес. — на 40%, что особенно важно для гидротехнических сооружений, загружаемых через несколько месяцев после возведения.

Цементная промышленность в СССР выпускает напрягающие цементы с маркой по самоупражению 1; 2 и 4 МПа, что позволяет приготавливать бетоны безусадочные, т. е. компенсирующие усадку, и с самоупражением до 2,7 МПа.

Напрягающий бетон обладает высокой сульфатостойкостью. Как известно, ослабление бетона вследствие сульфатной

агрессии возникает в результате наличия в цементном камне большого количества алюминатов кальция, которые, взаимодействуя с гипсом грунтовой воды, образуют  $C_3A(C)_3H_3$  и в результате направленного роста кристаллов приводят структуру к разрушению. Представляется очевидным (и это доказано экспериментальным путем), что если гипс в состав напрягающего цемента введен в таком количестве, которое, образуя гидросульфаталюминат кальция, в период образования структуры бетона связывает все алюминаты кальция, имеющиеся в напрягающем цементе, то последующая сульфатная коррозия бетона уже исключена.

Стальная арматура в самоупражном железобетоне не корродирует, как в плотном тяжелом бетоне на порландцементе.

Важным свойством напрягающих бетонов является их низкая водо-, газо- и бензопроницаемость, что является следствием уплотнения структуры цементного камня в условиях всестороннего сжатия, возникающего в результате самоупражения. Установлено, что водонепроницаемость напрягающих бетонов на тя-

желых, облегченных и легких заполнителях (искусственных и природных), определенная по методике действующего в СССР стандарта, гарантируется до 16 атм. Для напрягающих бетонов на доменных шлаках и некоторых других видах крупного заполнителя этот показатель значительно выше — более 40 атм.

Газопроницаемость напрягающего бетона, уплотненного обычными средствами (вибрированием), примерно в 40 раз ниже, чем тяжелого бетона на портландцементе.

Бензонепроницаемость исследованных напрягающих бетонов характеризуется низкой величиной порядка  $6 \cdot 10^{-8}$  Дарси при давлении 0,5 МПа. Все образцы обеспечивают полную непроницаемость по отношению к дизельному топливу.

Долговечность железобетонных конструкций в климатических условиях СССР в значительной степени определяется морозостойкостью бетона. Данные экспериментов показывают, что напрягающие бетоны обладают высокой морозостойкостью независимо от вида НЦ и крупного заполнителя. Морозостойкость бетонов на легких заполнителях, как правило, характеризуется марками Мрз 300—500, для тяжелого бетона диапазон значительно шире — от 300 до 1500.

Большой интерес представляет морозостойкость бетонов на НЦ в морской воде, поэтому их можно широко применять в гидротехнических сооружениях. Испытания показали, что в этих условиях морозостойкость образцов из напрягающего бетона, уплотненного вибрированием, оказалась в 1,5—5 раз больше, чем у изготовленных на портландцементе.

Одной из эффективных областей применения напрягающего цемента является его использование в бетонах с противоморозными добавками, укладываемых безобогревным способом при отрицательных температурах. Это обусловлено быстрым нарастанием прочности, сопровождающимся интенсивным выделением экзотермического тепла, что создает благоприятные температурные условия выдерживания бетона.

Можно отметить, что при положительной температуре энергия экзотермии напрягающего цемента в 1,5—1,8 раза выше, чем у портландцемента, т. е. сравнима с теплотой гидратации особобыстротвердеющего портландцемента высоких марок 700, 800. Кроме того, способность НЦ расширяться и напрягаться в процессе твердения позволяет получать бетоны высокой плотности и морозостойкости с более благоприятной структурой, воспринимающей отрицательное воздействие низких температур.

Отмеченные свойства напрягающих бетонов позволили применять их как в

сборных, так и монолитных конструкциях и сооружениях в различных областях строительства с большой экономической выгодой.

Применение цементов с малой энергией самонапряжения в отдельных областях строительства началось в СССР в сороковых годах, в первую очередь для восстановления разрушенных в период Великой Отечественной войны железобетонных зданий и сооружений.

Первое изготовление и применение НЦ было организовано с 1965 г. для замощивания стыков емкостей и других инженерных сооружений. Применение НЦ и освоение работ при отрицательной температуре позволило расширить степень сборности и индустриализации всего процесса строительства емкостных сооружений, сократить сроки их возведения, снизить трудозатраты и улучшить качество.

С 1976 г. возводятся полносборные емкостные сооружения с применением напрягающего бетона для заделки стыков, изготовления сборных элементов, выполнения монолитных и сборно-монолитных конструкций (водопроводные и канализационные насосные станции, резервуары (рис. 1), фильтры, первичные и вторичные отстойники и т. п.). Применение НЦ в полносборной конструкции цилиндрических емкостей позволило исключить наливку высокопрочной арматуры и торкретирование поверхности стенок резервуара для защиты арматуры от коррозии.

Перспективным направлением является использование напрягающего цемента для выполнения гидроизоляционных работ. Смесь НЦ с песком, водой и, при необходимости, с добавками, нанесенная давлением воздуха на изолируемую поверхность, создает очень плотную структуру бетона, которая еще больше уплотняется за счет образования и роста игольчатых кристаллов гидросульфата алюмината кальция. Гидроизоляция на основе НЦ широко применяется при возведении и ремонте многих объектов химической промышленности, культурно-бытовых и жилых зданий, очистных и гидротехнических сооружений. Гидроизоляционные покрытия на основе НЦ оказались значительно более надежными, долговечными и дешевыми, чем многослойная оклеечная гидроизоляция.

Напрягающий цемент эффективно используется в мостостроении. Применение НЦ позволило найти один из оптимальных вариантов решения такой важной проблемы, как устройство полотна проезжей части мостов, способного надежно защищать несущие конструкции пролетных строений от агрессивного воздействия атмосферных осадков. Эффект применения проезжей части мостов из самонапряженного железобетона возрастает при включении ее в совместную работу с несущими элементами, что позволяет повысить несущую способность последних на 12—16%.

Рис. 1. Возведение резервуара для воды емкостью 30 000 м<sup>3</sup>

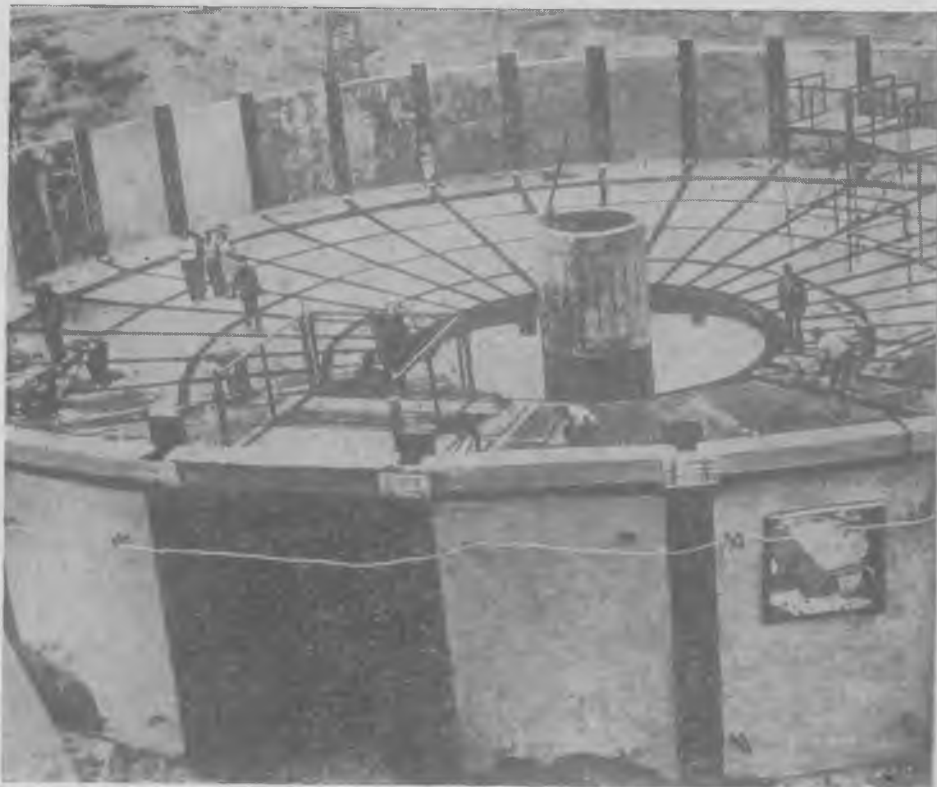




Рис. 2. Блоки цельносекционной обделки из напрягающего бетона на складе готовой продукции Комбината производственных предприятий Киевметрострой

В настоящее время построено 27 мостов различной конструкции общей площадью 30 тыс. м<sup>2</sup> проезжей частью из напрягающего бетона. Обследование мостов, эксплуатирующихся от 2 до 5 лет, подтвердило жизнеспособность принятой конструкции проезжей части и целесообразность широкого применения напрягающего бетона в мостостроении.

Для объектов энергетики НЦ впервые был применен при возведении ТЭЦ в 1978 г. Напрягающий бетон укладывался в шов, оставленный между двумя монолитными блоками нижней плиты основания фундамента под турбоагрегат мощностью 100 мВт.

При проектировании и строительстве фундаментов под турбоагрегат мощностью 250 и более МВт бетон на НЦ был применен в стыках верхней сборно-монолитной части фундамента. Это позволило отказаться от операций, связанных с созданием предварительного напряжения (устройство каналов для пропуска стержней, натяжение арматуры, инъектирование каналов) и уже через 4...5 сут получить гарантированное, достаточно равномерное пространственное сжатие стыков. Внедрение этого материала позволило сократить продолжительность строительства каждой очереди станции более чем на 15 сут.

Разнообразное применение находит НЦ в метростроении. Его используют вместо свинца для зачеканки швов между тубингами и блоками, а также нагнетают раствор из НЦ за обделку. В опытном порядке возведено несколько участков обделки перегонных тоннелей из цельных блоков без гидроизоляции, изготовленных из напрягающего бетона (рис. 2). Швы между блоками зачеканивались тестом из НЦ. Участки успешно эксплуатируются в обводненных грунтах при давлении воды до 0,5 ат.

Для возведения монолитно-прессованной обделки при щитовой проходке перегонного тоннеля в обводненных грунтах был применен бетон на НЦ. Первый опыт показал, что использование НЦ не вносит никаких дополнительных трудностей в технологию обделки. В то же время такая обделка имеет хороший внешний вид, обладает высокой прочностью и не пропускает воду.

Рис. 3. Монолитное самонапряженное покрытие трибун и ванны плавательного бассейна в Лужниках



Эффективен бетон на НЦ для гидроизоляции подземных сооружений, возводимых методом «стена в грунте». Испытания показали, что это значительно улучшает свойства бетона, придавая им высокую прочность (50 МПа через 28 сут) и водонепроницаемость (В10), а самонапряжение обеспечивает эффект самозалечивания небольших дефектов.

Бетон на НЦ был применен в аэродромном строительстве при возведении мест стоянок самолетов, перронов и взлетно-посадочных полос. Многолетняя эксплуатация покрытий на основе НЦ не привела к образованию каких-либо дефектов ни на одном участке. При этом расстояние между швами может быть больше, чем в конструкциях из бетона на портландцементе.

Бетон на НЦ использовали при строительстве опытных участков автомобильных дорог. Построены цементно-бетонные, армобетонные и непрерывно армированные покрытия. Наиболее эффективными оказались армобетонные покрытия.

Все более широкое применение находит НЦ при возведении различных спортивных сооружений для обеспечения трещиностойкости и водонепроницаемости конструкций. Построено несколько искусственных конькобежных дорожек и полей, в том числе знаменитый стадион «Медео». Напрягающий бетон применен там для охлаждающей плиты, в которой размещены регистры хладоносителя. Построено несколько бассейнов.

Особенно широко был применен НЦ для строительства и реконструкции ряда крупнейших открытых спортивных арен Олимпиады-80 (рис. 3 и фото на 2-й стр. обложки). Общая площадь реконструированных в период подготовки к Олимпиаде-80 трибун превысила 200 тыс. м<sup>2</sup>. Работы были проведены в короткие сроки с хорошим качеством. Опыт реконструкции трибун олимпийских объектов успешно использован в других городах.

Свойства самонапряженного железобетона эффективно реализуются в железобетонных трубах. Одним из прогрессивных способов производства безнапорных и низконапорных труб является радиальное прессование. Применение бетонов на НЦ в этом случае обеспечивает надежную водонепроницаемость безнапорных труб и снижает в них расход арматуры. На этом же оборудовании можно изготавливать низконапорные самонапряженные трубы.

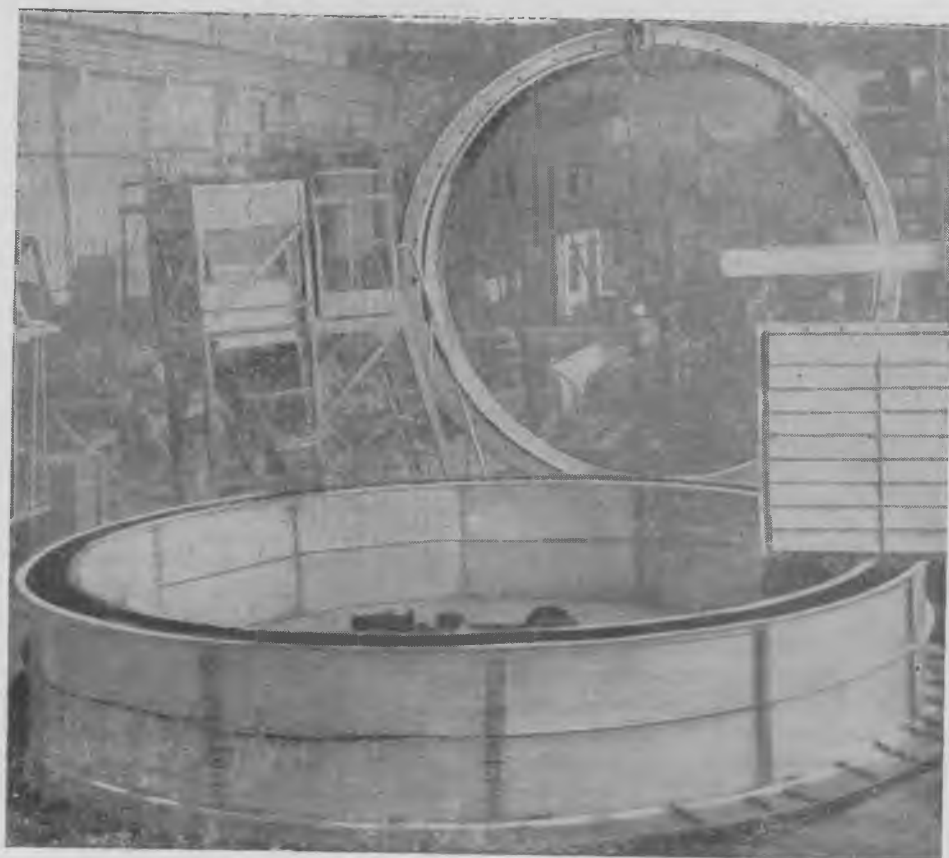
В НИИЖБе разработана конструкция высоконапорных (для давления до 1,6 МПа) труб большого (5,5...7,5 м) диаметра, водонепроницаемых, без устройства стальной рубашки (рис. 4). Создано

Рис. 4. Самонапряженная труба диаметром 5,5 м для давления 1,6 МПа

уникальное оборудование для их изготовления с высокой точностью внутреннего диаметра. Эти трубы и оборудование их изготовления внедряются на строительстве ирригационных систем в Средней Азии.

Напрягающий цемент применяется и в других областях строительства, в частности, в полах промышленных и общественных зданий, в элементах безрулонной кровли жилых домов, в объемных блоках из напрягающего керамзитобетона для объемно-блочного домостроения.

Как свидетельствует накопленный опыт, использование НЦ повышает эксплуатационную надежность и долговечность зданий и сооружений, в целом ряде случаев позволяет снизить стоимость и сократить продолжительность строительства. Производство напрягающего цемента в СССР ежегодно увеличивается.



УДК 624.016.01.46

П. И. КРИВОШЕЕВ, В. В. КРАСНОБАЕВ, Е. С. МАНИСКЕВИЧ, кандидаты техн. наук (НИИСК)

## Конструкции каркасных зданий для сложных грунтовых условий

В последние годы значительное число производственных каркасных зданий сооружается на неравномерно деформируемых основаниях. Для строительства в таких условиях используется, как правило, номенклатура типовых сборных преднапряженных конструкций (плиты покрытий и перекрытий размерами  $3 \times 6$  и  $3 \times 12$  м, стропильные балки и ригели пролетом 6, 12, 18 и 24 м, фермы пролетом 18 и 24 м, стеновые панели длиной 6 и 12 м).

В связи с этим необходимо исследовать преднапряженные железобетонные конструкции при совместном действии эксплуатационных нагрузок и неравномерных осадок колонн.

Опыт эксплуатации каркасных зданий, построенных на просадочных грунтах II типа в Запорожской, Днепропетровской, Донецкой и других областях УССР, показал, что их несущие и ограждающие преднапряженные конструкции при неравномерных осадках фундаментов получают различные повреждения (нормальные и косые трещины в опорных зонах, разрушение сжатого бетона, разрыв арматуры, вплоть до обрушения конструкций). Основная причина повреждений — возникновение дополнительных усилий от неравномерных осадок опор, что во многих случаях приводит также к изменению статической схемы работы конструкции.

В каркасных зданиях сварка опорных закладных частей плит и балок (ферм), балок и колонн способствует частичному защемлению этих конструкций, что приводит к возникновению дополнительных изгибающих моментов, хотя в расчетных схемах опирание несущих конструкций принимается шарнирным. Кроме того, при неравномерных осадках происходит взаимодействие соседних элементов из-за наличия монолитного бетона в швах, что также приводит к возникновению дополнительных усилий в конструкциях.

Вследствие этих факторов, а также при снижении усилий предварительного обжатия у опорных зон конструкций,

при неравномерных осадках в балках и ригелях, а также в ребристых плитах покрытий и перекрытий у опорных закладных деталей образуются вертикальные трещины с последующим разрушением бетона либо сварных соединений (рис. 1, в). Одновременно в зонах примыкания торцовых ребер плит к полке образуются продольные трещины, что может привести к их отколу от плиты.

Для изучения характера работы одно- и многоэтажных каркасных производственных зданий из типовых преднапряженных железобетонных конструкций при неравномерных осадках колонн в НИИСКе были проведены экспериментальные исследования на натуральных фрагментах и крупных моделях.

В Запорожском отделении НИИСК провели испытания двух натуральных фрагментов покрытия одноэтажного каркасного здания, отличавшихся конструкцией узлов соединения плит и балок. Каждый фрагмент состоял из четырех типовых преднапряженных ребристых железобетонных плит размерами 3×6 м и трех двухскатных преднапряженных балок пролетом 6 м (рис. 1, а). Фрагменты имели устройства для перемещения средней балки по вер-

тикали. До осадки средней балки фрагменты загружали равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью 3 кН/м<sup>2</sup>.

Плиты первого фрагмента были приварены к закладным деталям балок в соответствии с требованиями норм, а швы между плитами замоноличены бетоном марки М200. При помощи гидродомкратов и пакета подкладок опорам средней балки задавались вертикальные перемещения вниз в соотношении 1:0,7 (опора А и Б) ступенями по 10 (7) мм.

В ходе испытания при осадке 50 (35) мм произошло разрушение сварного шва, соединяющего одну из плит с балкой. При последующей осадке до 110 (77) мм ширина раскрытия вертикальных трещин в продольных ребрах плит у опор достигла 1,0 мм, что свидетельствовало о текучести рабочей арматуры продольных ребер.

Во втором фрагменте покрытия для уменьшения дополнительных усилий от осадки в местах опирания плит были установлены специальные планки-компенсаторы, приваренные по коротким сторонам к закладным деталям балок (рис. 1, узел А). Плиты покрытия были приварены лишь к планкам. Испытание и характер деформационных воздействий

второго фрагмента были идентичны испытанию первого фрагмента.

В ходе испытания при перемещении средней балки вниз на 174 (122) мм в продольных ребрах плит трещин, а также разрушения сварных соединений обнаружено не было. Ширина раскрытия трещин в нижней зоне торцовых ребер достигала 0,3—0,4 мм, а раскрытие трещины в бетоне замоноличивания составило 2,5 мм. Следует также отметить, что увеличения ширины раскрытия трещин в середине продольных ребер не наблюдалось.

Исследование работы несущих и ограждающих конструкций многоэтажных каркасных зданий рамной системы с жесткими узлами и сеткой колонн 3×6 м при их неравномерных осадках осуществлялось на двух пространственных фрагментах в 1/2 натуральной величины (рис. 1, б). Конструкция фрагмента предусматривала возможность подъема колонны средней рамы.

Первый фрагмент состоял из трех однопролетных рам с консолями, объединенных между собой ребристыми плитами перекрытия и навесными стеновыми панелями. Пролетные ригели каркаса и плиты перекрытия выполнены преднапряженными. Узлы сопряжения ригелей с колоннами приняты жесткими.

Плиты перекрытия предварительно загружали равномерно распределенной нагрузкой  $q=12$  кН/м<sup>2</sup>, а консоли, имитирующие влияние соседних пролетов, — сосредоточенными силами  $P=45$  кН. Нагружение фрагмента производили при деформационном воздействии — подъеме колонны средней рамы при постоянном уровне статических нагрузок.

В процессе испытания при смещении колонны на 0,5 см произошло разрушение швов между стеновыми панелями. При дальнейшем подъеме на 5 см вследствие перекоса произошло разрушение в местах взаимодействия сжатых зон бетона панелей.

К этому моменту в несущих элементах каркаса и перекрытия были отмечены лишь волосные трещины, что свидетельствует о разных стадиях работы несущих и ограждающих конструкций при одном и том же деформационном воздействии.

Для выявления характера работы несущих конструкций каркаса многоэтажного здания при деформационных воздействиях по аналогичной методике было проведено испытание второго фрагмента, у которого отсутствовало стеновое ограждение, с доведением до физического разрушения одного из сечений элемента конструкции (рис. 2).

При увеличении высоты подъема ко-

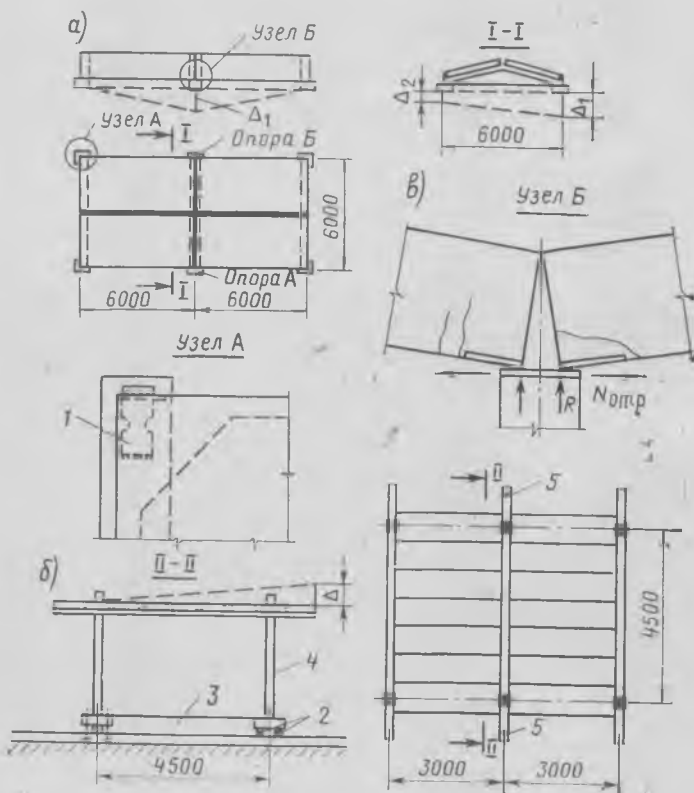


Рис. 1. Конструктивные схемы опытных фрагментов  
 а — натуральный фрагмент покрытия одноэтажного здания; б — пространственный фрагмент многоэтажного здания; в — схема деформирования и трещинообразования узла сопряжения конструкций  
 1 — планка-компенсатор; 2 — гидродомкрат; 3 — затяжка; 4 — поднимаемая колонна; 5 — точка приложения сосредоточенных сил на консолях

лонны средней рамы на 6 см было отмечено интенсивное развитие и раскрытие трещин по длине опорного участка ригеля с переходом их на торцовые ребра и полки плит перекрытия. После подъема колонны на 8,5 см ширина раскрытия нормальных трещин в сечении примыкания ригеля к боковой грани колонны достигала 1,2 мм с частичной прорезкой тела ригеля, что свидетельствовало о текучести растянутой арматуры в сечении.

Однако этот момент еще не свидетельствовал о разрушении опорной зоны ригеля и конструкции в целом. При дальнейшем подъеме до 15 см с образованием лещадок и выколов в сжатой зоне конструкция сохраняла способность сопротивляться деформационным воздействиям. При дальнейшем подъеме значительно увеличилась ширина раскрытия трещин между бетоном замоноличивания по боковым поверхностям ригеля средней рамы. Развитие трещин привело к разрушению сварных швов, соединяющих закладные детали межколонных плит и полки ригеля. Исчерпание несущей способности фрагмента произошло при подъеме колонны на 23 см ( $i_{пр} = 0,05$ ) от разрушения опорного узла ригеля средней рамы. При этом наблюдалось раздробление бетона сжатой зоны и разрыв растянутой арматуры.

Экспериментальные исследования фрагментов каркасных зданий при деформационных воздействиях позволили выявить следующие особенности работы конструкций.

Исследования показали высокую надежность работы рамных каркасов многоэтажных зданий с жесткими узлами, состоящих из типовых преднапряженных конструкций, в условиях неравномерных осадок.

Для покрытий одноэтажных каркасных зданий на неравномерно деформируемых основаниях эффективны типовые сборные преднапряженные железобетонные конструкции. Однако серийные узлы их соединения являются достаточно жесткими, что приводит к появлению значительных дополнительных усилий при неравномерных осадках. Для снижения усилий в конструкциях рекомендуется применять податливые узлы сопряжения элементов, выполняемые на планках-компенсаторах [1, 2].

Конструкция узлов сопряжения стеновых панелей с колоннами должна быть податливой, что обеспечит минимальное влияние ограждающих элементов на работу каркаса здания при неравномерных осадках.

На основании исследований Киевским Промстройпроектом совместно с НИИСК и Донецким ПромстройНИИпроектом

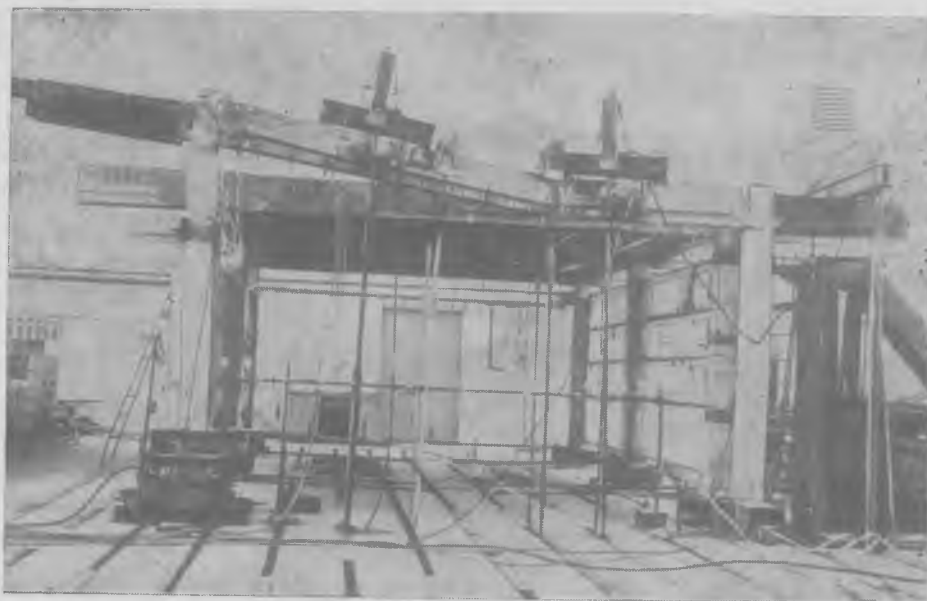


Рис. 2. Общий вид испытания пространственного фрагмента многоэтажного здания

разработаны технические решения каркасных производственных зданий из типовых сборных железобетонных конструкций, приспособленных к восприятию неравномерных деформаций основания. Проектные организации уже используют эти предложения при проектировании объектов, строящихся на просадочных грунтах II типа.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. В. В. Краснобаев, А. Д. Либман, К. Г. Собко. Особенности проектирования и расчета одноэтажных промышленных зданий на грунтах II типа просадочности. К., «Будівельник», 1984.
2. Е. Манискевич, П. Кривошеев, Б. Ковтунов, Ю. Заварзин. Конструктивные системы каркасных зданий для строительства на неравномерно деформируемых основаниях «Промышленное строительство и инженерные сооружения», № 1, 1985 г.

## Авторские свидетельства

№ 37\*

№ 1183371. СКБ Главмостостроя. А. Б. Пугачевский, В. С. Сличенко, М. И. Гешель и др. Установка для изготовления длинномерных изделий из бетонных смесей.

№ 1183372. ЦНИИОМТП. С. В. Соколов, С. А. Щербакова и А. В. Богдасhevский. Состав для разделительного слоя.

№ 1183373. КИСИ. В. Д. Глуховский, Ж. В. Скурчинская, Г. В. Румына и др. Смазка для форм.

№ 1183374. Харьковский ДСК № 1 комбината Харьковжилстрой. В. А. Здоренко и Г. К. Ярина. Способ изготовления декоративных железобетонных изделий.

№ 1183376. СПКТБ. Кассетдеталь. В. М. Акимов, А. Н. Соколов и Ю. В. Ушаков. Бетонукладчик.

№ 1183478. ХАДИ. И. М. Грушко, Э. В. Дегтярева, Л. Д. Маракина и др. Комплексная добавка для бетонной смеси.

№ 1183480. Рижский политехнический ин-т. Д. И. Штакельберг, В. Э. Миронов, А. М. Дядиченко и Ю. Р. Скуянс. Способ изготовления ячеистой строительной смеси.

№ 1183481. Днепропетровский ИСИ. Г. Д. Дибров, В. А. Мартыненко, Ю. И. Мустафин и И. Э. Марон. Пенообразователь для изготовления теплоизоляционного бетона.

№ 1183492. Дальневосточный НИИС. А. А. Гришан. Устройство для тепловой обработки железобетонных изделий.

№ 1183634. МНИИТЭП. Э. З. Жуковский, Г. И. Акулов, В. Ф. Шабля и А. П. Зарудский. Пространственное покрытие зданий и сооружений.

\* См.: Открытия. Изобретения, 1985.



А. Л. ЦЕЙТЛИН, д-р техн. наук, Л. В. ЗАХАРОВ, канд. техн. наук  
(ВНИИ транспортного строительства)

## Особенности развития современного мостостроения

Пролетные строения железобетонных мостов в нашей стране возводят преимущественно из сборных преднапряженных конструкций.

При этом хорошо отлажена технология строительства сборных железобетонных пролетных строений пролетами до 150 м и определены области их рационального применения. Так, пролеты от 12 до 33 м перекрываются конструкциями разрезных, температурно-неразрезных и неразрезных систем с использованием типовых балок таврового, двутаврового и плитного сечений с натяжением напрягаемой арматуры до бетонирования. В пролетных строениях мостов больших пролетов применяют, как правило, составные по длине конструкции из сборных элементов плитно-ребристого или коробчатого сечения с натяжением арматуры после бетонирования.

Составные по длине конструкции пролетных строений при возведении мостов выполняют по разнообразным статическим схемам — неразрезным, рамным, рамно-подвесным и т. д., с использованием различных технологий монтажа — навесной сборки, продольной надвигки, сборки на перемещаемых монтажных агрегатах, установки на опоры предварительно собранных крупноразмерных секций.

Из сборного преднапряженного железобетона, из типовых балок заводского изготовления сооружены многопролетные эстакады и путепроводы (рис. 1). В первом случае при длине стандартных элементов 33 м в неразрезной

конструкции были перекрыты пролеты 48 и 62,5 м, а во втором — наибольший пролет составил 42 м. Преднапряженные стандартные балки заводского изготовления объединены со сборными надпорными элементами [1] с использованием ненапряженных монолитных стыков со сваркой арматурных выпусков. При этом значительно увеличен перекрываемый стандартными балками пролет при относительно малой строительной высоте ( $1/35 l$ ).

Неразрезные составные по длине пролетные строения (ПРК-ЦНИИС) [2] использованы при строительстве моста через р. Днепр (рис. 2). При сооружении эстакад моста пролетом 42 м была предложена новая технология изготовления блоков составных по длине конструкций, монтируемых на клеевых стыках. Создан принципиально новый тип опалубки для формирования сборных блоков методом отпечатка — матричный, включающий специальные манипуляторы для извлечения блоков из оснасток и их транспортировки. Эффективным оказался телескопический монтажный агрегат для попролетной сборки конструкций в проектном положении, перемещаемый вдоль строящегося моста в уровне верха опор. Монтажная балка агрегата предназначена для сборки конструкций ПРК, а транспортная — для перемещения его из пролета в пролет (рис. 3). В состав агрегата входят гидравлические устройства для раскручивания и установки агрегата в проектное положение, а также механизмы для

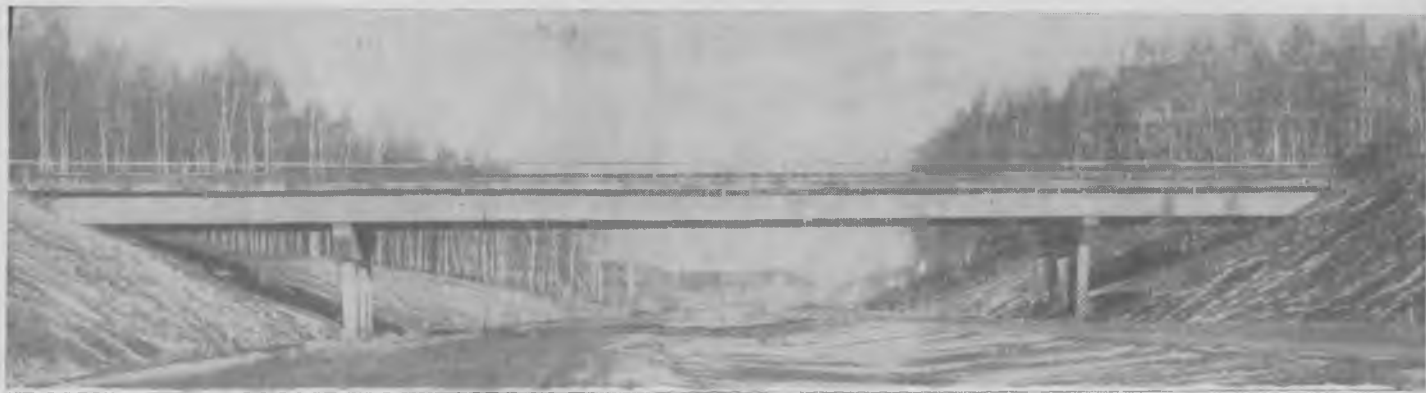
перемещения блока по агрегату в процессе монтажа. Это позволило в значительной мере механизировать трудоемкие процессы и повысить технический уровень изготовления и монтажа сборных составных по длине преднапряженных пролетных строений мостов.

При сооружении мостов с пролетами свыше 42 м применяют навесную сборку с объединением сборных блоков клееными стыками. Совершенствование конструкций и технологии строительства мостов с такими пролетами заключается в разработке, сборных коробчатых элементов заводского изготовления для создания типовых пролетных строений пролетами 63 м и более. Конструктивные решения пролетных строений мостов осуществляли по трем основным направлениям, предусматривающим создание сборного блока заводского изготовления постоянной высоты, разработку комбинированных решений, а также коробчатых пролетных строений переменной высоты.

Пролетное строение моста через р. Самару (первая группа) собирали из сборных блоков постоянной высоты 3,16 м, массой до 50 т (рис. 4). Габаритные размеры блоков позволили впервые в практике отечественного мостостроения доставлять блоки для пролетных строений пролетом 80 м по железной дороге.

Характерными для второй группы сооружений являются мосты пролетами до 150 м рамно-подвесной системы или неразрезной [1] с надпорным усиле-

Рис. 1. Путепровод пролетом 42 м



нием пролетного строения в виде сборных подбалок или подкосов (рис. 5).

Третья группа включает конструкции неразрезных коробчатых пролетных строений русловой части моста через р. Днепр (см. рис. 2) с пролетами до 105 м. В поперечном сечении пролетное строение состоит из двух коробчатых балок. Сборные блоки переменной высоты изготавливали на заводе, доставляли к месту монтажа водным транспортом. Пролетные строения собирали агрегатами, перемещаемыми по верхней плите монтируемых консолей коробчатого сечения.

При сооружении этих мостов применены напрягаемые арматурные элементы из высокопрочной проволоки диаметром 5 мм или из 7-проволочных витых канатов класса К-7 с усилием натяжения 1000...2000 кН.

Дальнейший прогресс мостостроения из преднапряженного железобетона связан с техническим перевооружением, которое предусматривает модернизацию существующего научно-технического и технологического потенциала отрасли на основе накопленного опыта проектирования, строительства и эксплуатации искусственных сооружений на железных и автомобильных дорогах и имеющейся научно-технической и производственной базы мостостроения.

Комплексный подход к учету конструктивных и технологических факторов традиционен для отечественного мостостроения, однако развитие преднапряженных железобетонных пролетных строений происходило, и как правило, благодаря осуществлению индивидуальных решений, что в некоторых случаях неблагоприятно сказывалось на эффективности мостостроения в целом. Это объясняется тем, что разработка каждого нового решения была подчинена одной технической цели или задаче, например технологической (при создании конструкций, сооружаемых навесной сборкой, продольной подвижкой) или конструктивной (например, при разра-



Рис. 2. Панорама строительства моста через р. Днепр



Рис. 3. Кран-перегрузчик и телескопический монтажный агрегат для попролетной сборки конструкций ПРК-ЦНИИС

ботке неразрезных пролетных строений, komponуемых из типовых разрезных балок) и т. д. Накопленный опыт позволяет перейти от узконаправленного подхода в разработке конструкций мостов к созданию конструктивно-технологических систем железобетонных про-

летных строений с пролетами до 105 м. При этом под конструктивно-технологической системой следует понимать комплекс взаимосвязанных и взаимодействующих элементов, рассматриваемый как техническая система.

Системный подход, развивающий ком-

Рис. 4. Мост через р. Самару





Рис. 5. Неразрезной мост пролетом 150 м с надпорным усилением пролетного строения

плексный, реализован при создании сборных неразрезных пролетных строений ПРК-ЦНИИС [2] и осуществляется при проектировании и строительстве железобетонных пролетных строений мостов больших пролетов.

Главная особенность создания конструктивно-технологических систем пролетных строений железобетонных мостов заключается в разработке конструктивных и технологических элементов на основе принципа целостности, согласно которому решение технической задачи для части выполняется с учетом требований, предъявляемых к интегральным параметрам системы в целом: показателям по расходу материалов, общим затратам, темпам строительства и др.

Такой подход к разработке прогрессивных конструкций пролетных строений больших мостов из сборного преднапряженного железобетона иллюстрируется на примере универсальной (гибкой) технологии [3]. Она включает коробчатые преднапряженные пролетные строения и весь технологический комплекс их возведения, в том числе специальное оборудование для изготовления и монтажа конструкций. Пролетные строения предназначены для применения в неразрезных и рамно-неразрезных конструкциях с пролетами от 63 до 105 м, сооружаемых навесной сборкой, сборкой на перемещаемых монтажных агрегатах, продольной подвижкой. При этом системообразующим элементом конструктивно-технологической системы является базовый блок К заводского изготовления массой до 60 т, который перевозят без ограничений по железным и автомобильным дорогам (рис. 6). Он пригоден для использования в конструкциях различных габаритов, нагрузок, статических схем и при разных методах монтажа. Базовый блок К имеет жесткие и гибкие параметры, которые определяются общими требованиями и задачами конструктивно-технологической си-

стемы и принципами разработки универсальной технологии. Пролетные строения из блоков К разработаны с расположением напрягаемой арматуры в закрытых каналах. Они унифицированы по очертаниям и имеют по торцам блока стандартную сетку расположения в поперечном сечении конструкции. В конструкции блока К учтена возможность открытого расположения арматурных элементов. Пролетные строения армируют 7-проволочными витыми канатами класса К-7. Блоки изготовляют по методу отпечатка с использованием матричной оснастки и автоматической системы контроля технологического процесса, обеспечивающего его устойчивость. Конструкция блока К в максимальной степени отвечает требованиям заводского изготовления сборного железобетона.

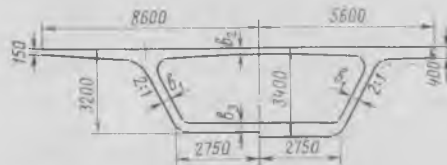


Рис. 6. Базовый блок К для преднапряженных пролетных строений, сооружаемых по универсальной технологии

На первом этапе внедрения универсальной технологии при строительстве железобетонных мостов предусмотрена навесная сборка пролетных строений. В связи с этим коренным образом были изменены принципы склеивания блоков, а также создано новое монтажное оборудование, отличающееся от ранее применявшегося не только значительно меньшей массой, но и большими возможностями, позволяющими максимально механизировать основные и вспомогательные работы при монтаже. На втором этапе предлагается создание конструкций сборных железобетонных

пролетных строений, монтируемых на перемещаемых монтажных агрегатах и методом продольной подвижки.

Анализ проектов пролетных строений, сооружаемых по универсальной технологии, свидетельствует о том, что расход бетона и арматуры в основных конструкциях ниже средних показателей. Эти конструкции разработаны для широкого диапазона пролетов и габаритов с преимущественным изготовлением на заводах и предназначены для различных методов монтажа с использованием универсального технологического оборудования. При разработке конструктивно-технологической системы пролетных строений особое внимание уделено повышению надежности всех элементов технологического процесса. Предложенная универсальная технология обеспечивает значительное увеличение темпов изготовления блоков (один блок со стандово-оснастки в сутки) и монтажа (4 блока в сутки на один комплект монтажного оборудования).

Интегральная конструктивно-технологическая система железобетонных пролетных строений охватывает диапазон пролетов до 105 м. Она будет включать несколько конструктивных систем, имеющих свои области рационального применения, объединенных общими целями и задачами системы в целом. Это позволит на новой основе решать вопросы унификации и типизации элементов мостовых конструкций, технологии их изготовления и монтажа.

Кроме рассмотренных плитно-ребристых пролетных строений ПРК-ЦНИИС и коробчатых пролетных строений мостов больших пролетов в состав интегральной конструктивно-технологической системы войдут балочные пролетные строения длиной до 33 м.

Модернизация железобетонных пролетных строений выполняется на основе СНиП 11.05.03. Она связывается также с техническим перевооружением индустрии мостостроения из преднапряженного железобетона, что позволит увеличить объемы применения сборных преднапряженных конструкций, существенно повысить технический уровень строительства железобетонных мостов и максимально реализовать конструктивные и технологические возможности преднапряжения.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сборный преднапряженный железобетон в мостостроении / Ю. М. Митрофанов, Н. М. Колоколов, Л. В. Захаров, А. Л. Цейтлин. — Бетон и железобетон, 1982, № 5.
2. Захаров Л. В., Колоколов Н. М., Цейтлин А. Л. Сборные неразрезные железобетонные пролетные строения мостов — М.: Транспорт, 1983.
3. Силин К. С., Соловьев Г. П. Гибкая технология строительства мостов. — Транспортное строительство, 1985, № 8.

Н. Ф. ДОВГИЙ, О. Г. НИЛОВ, А. Н. ТУРОВСКИЙ, инженеры,  
Е. А. РАБИНОВИЧ, канд. техн. наук (Харьковский ПромстройНИИпроект);  
Л. Н. ЗИКЕЕВ, канд. техн. наук, Г. И. БЕРДИЧЕВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

## Преднапряженные железобетонные опоры вращающихся печей

Железобетонные опоры вращающихся печей в процессе эксплуатации подвергаются значительным знакопеременным нагрузкам (частота 40—100 кол/мин). При этом в них появляются трещины, ширина раскрытия которых после определенного срока эксплуатации сооружений увеличивается, отпадает защитный слой, выкалывается бетон, и конструкции приходят в аварийное состояние, ликвидация которого связана с большими техническими трудностями и требует существенных денежных и трудовых затрат. Это обстоятельство послужило основанием для применения в некоторых случаях металлических опор. Естественно, что при больших горизонтальных нагрузках замена железобетонных опор металлическими приводит к чрезмерному расходу металла.

Надежным путем повышения долговечности железобетонных опор при действии знакопеременных нагрузок является ликвидация растягивающих напряжений, а следовательно, и трещин в бетоне, благодаря применению предварительного обжатия его напрягаемой арматурой. Обжатие бетона необходимо создать не только по длине стоек опор, но и в месте примыкания их к горизонтальным плитам (фундаментной плите и опорной плите под оборудование), т. е. в зоне действия максимальных моментов.

Были рассмотрены различные варианты использования преднапряженного сборного и монолитного железобетона для сооружения опор вращающихся печей.

Применение сборных железобетонных элементов для рассматриваемых опор, напрягаемая арматура которых натягивается на упоры, наталкивается на определенные трудности, вызванные сложностью обеспечения обжатия бетона в местах примыкания опор к горизонтальным плитам. Кроме того, сборные элементы имеют значительные размеры и массу, что требует применения кранов большой грузоподъемности для монтажа и специальных транспортных средств для перевозки.

Избежать этих трудностей можно при использовании для изготовления опор монолитного железобетона с натяжением арматуры на бетон. При этом удается создать необходимое обжатие бетона и отказаться от перевозки и монтажа крупногабаритных конструкций. Но при таком способе изготовления возникает необходимость создания каналов в бетоне для пропуска напрягаемой арматуры и последующего инъецирования раствора в них для обеспечения сцепления арматуры с бетоном и защиты ее от коррозии. Эта операция является весьма трудоемкой, а контроль качества заполнения каналов раствором — недостаточно совершенным, в результате чего в значительной мере возрастают трудозатраты при изготовлении и не обеспечивается необходимая долговечность таких конструкций.

Учитывая эти обстоятельства, целесообразно при изготовлении железобетонных опор с натяжением арматуры на бетон отказаться от инъецирования раствора в каналы. В таких конструкциях сцепление арматуры с бетоном отсутствует, а защита арматуры от коррозии обеспечивается специальными покрытиями. Практика строительства многих объектов в нашей стране и за рубежом свидетельствует, что и при отсутствии сцепления такие конструкции вполне надежны и эффективны.

Харьковский ПромстройНИИпроект совместно с НИИЖБ разработал монолитные опоры с наружным расположением преднапряженной арматуры, которые были применены при строительстве вращающихся печей на Оскольском электрометаллургическом комбинате. Опоры представляют собой плитно-стоечную систему, состоящую из нижней железобетонной фундаментной плиты на свайном ростверке, четырех трубобетонных стоек и верхней железобетонной плиты, армированной обычной стержневой и жесткой арматурой из стальных балок двутаврового профиля (рис. 1). Для стоек применены стальные электросварные трубы диаметром 1420 мм, с толщиной стенки 10 мм. Преднапряженные элементы запроектированы в виде 8 пакетов стержневой арматуры класса А-III по 4  $\varnothing$  36 мм в каждом.

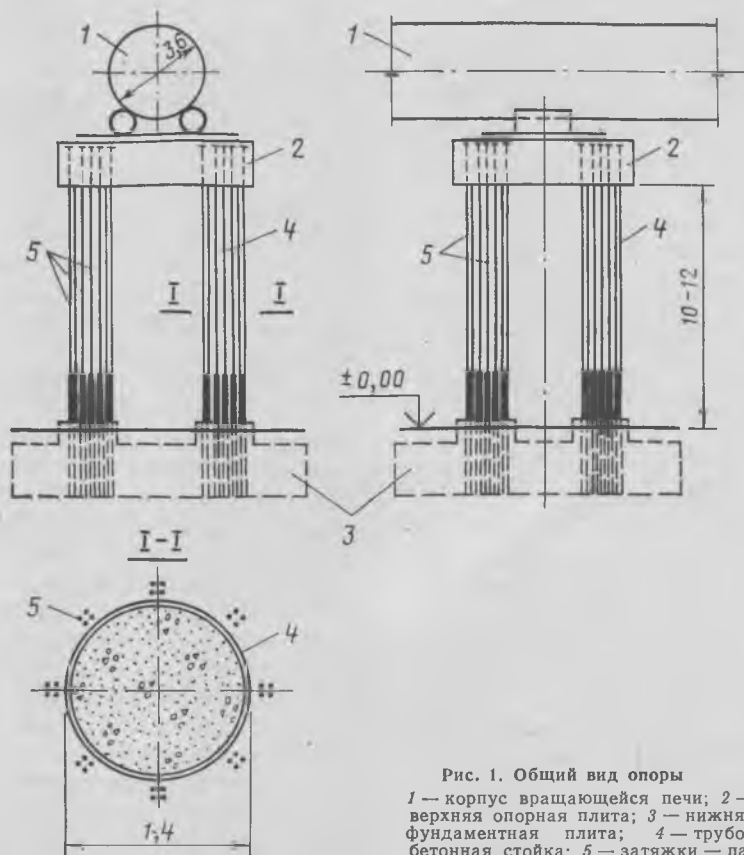


Рис. 1. Общий вид опоры  
1 — корпус вращающейся печи; 2 — верхняя опорная плита; 3 — нижняя фундаментная плита; 4 — трубобетонная стойка; 5 — затяжки — пакеты 4 $\varnothing$ 36А-III

Конструкция опор разработана с учетом применения современной высококомпьютеризированной технологии производства бетонных работ. Нижняя фундаментная плита являлась свайным ростверком, бетонирование которого осуществляли с помощью бетоноукладочного комплекса — бетононасоса БН-80-20 и автобетоносмесителей. При бетонировании использовали инвентарную крупнощитовую опалубку «Монолит-76В», прикрепленную к элементам пространственного арматурного каркаса.

В фундаментной плите располагались анкерные устройства, обеспечивающие жесткое сопряжение трубобетонного элемента с фундаментной плитой после укладки бетона в трубы. Предусмотрены монтажные болты для крепления труб.

Стержни напрягаемой арматуры до установки их на опоры были предварительно упрочнены вытяжкой на специальном стенде. Стальные трубы, являясь наружной арматурой и несъемной опалубкой стоек, использовали как несущие элементы, на которых монтировали опалубку и каркас верхней плиты. Верхняя плита располагалась на высоте 10—12 м и служила для размещения роликов-опор вращающейся печи и технологического оборудования.

Верхнюю опорную плиту, представляющую собой железобетонную конструкцию толщиной 2—2,5 м, армировали балочной клеткой в сочетании со сварными и вязаными каркасами из стержневой арматуры. Жесткую арматуру изготовляли из сварных, перфорированных двутавровых балок, через отверстия которых пропускали каркасы стержневой арматуры. Перфорация балок способствовала облегчению жестко армированного каркаса и повышению качества бетонирования, а также позволяла надежно закрепить кондукторы и крепежные шанцы технологического оборудования.

Днище несъемной несущей опалубки из профилированного стального настила, также являющегося наружной арматурой, учитываемой в расчете.

Бетонирование плиты осуществляли в два этапа. Сначала на профилированный настил, используемый в качестве несущего элемента, укладывали слой бетона толщиной 0,5 м, а после достижения им требуемой прочности — новый слой бетона на всю высоту плиты. Для обеспечения совместной работы старого и нового бетона служили арматурные выпуски.

После установки каркаса опорной плиты монтировали верхние натягиваемые пакеты арматуры, анкерровку которых

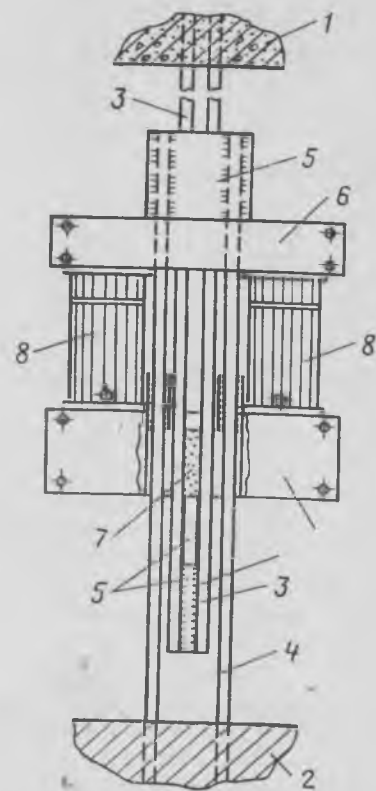


Рис. 2. Схема натяжения арматуры

1 — верхняя опорная плита; 2 — нижняя фундаментная плита; 3 — верхняя часть затяжки — стержневой пакет 4Ø36А-III; 4 — нижняя часть затяжки — 4Ø36А-III; 5 — анкерные упоры; 6 — траверсы натяжного устройства; 7 — фиксирующая вставка; 8 — домкраты

производили в бетоне плиты. Эти пакеты соединяли с нижними пакетами арматуры, заанкеренными в нижнюю плиту (рис. 2), специальным стыковочным узлом.

Трубобетонные стойки и опорную плиту бетонировали бетононасосом БН-80-20 в сочетании с автобетоносмесителями. В зимнее время применяли электропрогрев бетона изнутри нагревательными проводами ПОСХВ, заранее заложеными в конструкции.

После достижения бетоном необходимой прочности было начато преднапряжение затяжек. Одновременно с работами по натяжению арматуры производили монтаж технологического оборудования, так что к началу холостой прокрутки вращающейся печи натяжение затяжек было закончено.

Натяжение каждого пакета стержней осуществляли двумя домкратами ДГ-100 через съемные инвентарные траверсы. При этом одновременно натягивали два диаметрально расположенных пакета. При наличии необходимого числа домкратов возможно одновременное натяжение четырех и восьми затяжек. Усилие натяжения контролировали по манометру, оборудованному на насосной

станции, и по величине вытяжки, а фиксацию необходимого натяжения затяжек — фрезерованными вставками из стали марки 10Г2С1.

Применение наружного преднапряжения обеспечивает простоту натяжения. Стыковочный узел, где находятся траверсы и домкраты и устанавливается вставка для фиксации натяжения, может располагаться на любой высоте, удобной для производства работ (в данном случае на высоте 1 м от нулевой отметки). Кроме того, конструкция узла позволяет при необходимости осуществлять подтяжку системы в период эксплуатации без остановки вращающейся печи. Свободный доступ к открытым элементам дает возможность визуального и инструментального контроля состояния напрягаемых стержней, а также периодического осуществления мероприятий по антикоррозионной защите.

Антикоррозионная защита наружной поверхности трубобетонных стоек и затяжки применена такая же, как для металлоконструкций.

Экономический эффект от внедрения рассмотренных конструкций опор составил 80,5 тыс. р. на одной вращающейся печи. При этом были сокращены трудозатраты на 1350 чел.-дн. и уменьшена металлоемкость почти на 350 т. Дополнительно от внедрения прогрессивной технологии по проекту производства работ, разработанному Старооскольским филиалом треста Оргтехстрой, получен экономический эффект в сумме 14,3 тыс. р. и сокращены трудозатраты на 650 чел.-дн.

## Авторские свидетельства

№ 37\*

№ 1183635. Укрпроектстальконструкция. В. Н. Шимановский, М. М. Жербин, В. А. Божко и М. Л. Гринберг. **Покрытие зданий и сооружений.**

№ 1183636. МНИИТЭП. Г. И. Акулов, Э. З. Жуковский, А. П. Зарудский и В. Ф. Шабля. **Пространственное покрытие зданий и сооружений.**

№ 1183639. ЦНИИЭПжилища. Р. В. Крюков, Р. Л. Романов и Л. Я. Кац. **Способ монтажа сборно-монолитных конструкций зданий.**

№ 37\*

№ 1183640. Харьковский ин-т механизации и электрификации сельского хозяйства. И. И. Романенко. **Стыковое соединение цилиндрических элементов.**

\* См.: Открытия. Изобретения, 1985.

## Прочность оголовка преднапряженной сваи при воздействии ударной нагрузки

При забивке железобетонных свай отмечается преждевременное разрушение вследствие раздробления оголовков, воспринимающих удары от сваебойного оборудования. С целью сокращения этих потерь в НИИЖБ исследована прочность и трещиностойкость призматических свай при воздействии ударной нагрузки.

Для испытаний использовали фрагменты преднапряженных и ненапряженных свай длиной 1,5 м (поперечное сечение 25×25 см). Сваи изготовляли из тяжелого бетона с продольным армированием из четырех стержней Ø12Ат-VI. В торцевых частях образцов устанавливали по шесть сеток — две с ячейками 25×25 мм из проволоки Ø3Вр-1, четыре с ячейками 75×75 мм из проволоки Ø4Вр-1; на остальной длине образцов — спиральную арматуру с шагом 100 мм (рис. 1).

Сваи испытали на динамическое воздействие нагрузки по методике НИИЖБ. Образцы доводили до разрушения на копре с молотом свободного падения массой 400 кг. Высоту падения молота  $H$  принимали равной 185 и 260 см.

Контактные напряжения измеряли оттарированной плоской силовой мембраной, установленной внутри оголовка (см. рис. 1). Деформации измеряли тензодатчиками, наклеенными на бетон и арматуру, и шлейфовым осциллографом Н-115. Суммарные остаточные деформации в образцах регистрировали автоматическим измерителем деформаций (АИД).

Состояние бетона от воздействия ударных динамических нагрузок оценивали также ультразвуковым прибором УК-10П. Показания до 50 ударов снимали через 5—10 ударов, далее через 50—100 ударов, в зависимости от высоты падения молота.

Анализ полученных результатов подтвердил целесообразность совместного применения методов, базирующихся на разных физических принципах, взаимно дополняющих друг друга.

Из таблицы видно, что отношение максимальных нормальных напряже-

Номер образ-ца	$\sigma_{ср}$ , МПа	$H$ , м	$R_{ср}$ , МПа	$\sigma_{ср}$ , МПа	$\eta_{ср}$ , МПа	Число ударов $N$
1	0,0	185	40,28	36,1	0,894	460
2	0,0	185	40,28	36,1	0,894	523
3	0,0	260	38,12	50,0	1,31	300
4	4,1	185	40,28	36,1	0,894	570
5	4,1	260	40,28	50,0	1,250	310

ний, возникающих в свае при ударе, к призматической прочности в пределах 0,894...1,31. Образцы № 3 и 5 при одинаковых условиях испытания выдержали до разрушения примерно равное число ударов. В этом случае предварительное обжатие бетона не повлияло на сопротивление образцов ударным воздействиям. При  $\eta_{ср} = 0,894$  преднапряженный образец № 4 выдержал большее число ударов, чем обычные образцы № 1 и 2. Следовательно, предварительное обжатие бетона уменьшает интенсивность разрушения свай. После очередного удара напряжение обжатия в бетоне оголовка уменьшается, но не принимает нулевого значения практически до разрушения, о чем свидетельствуют постоянно накапливающиеся

деформации сжатия в напрягаемой арматуре (рис. 2). Учитывая, что крупный заполнитель и продольная арматура, обладая более высокими модулями упругости, чем матрица бетона, при быстром снятии нагрузки могут вызывать в матрице бетона лишь незначительные растягивающие напряжения, можно сказать, что в оголовке преднапряженной сваи при каждом цикле центрально приложенного ударного воздействия наименьшее нормальное напряжение в бетоне у торца  $\sigma_{bx}^{min} \geq 0$ . Следовательно, коэффициент асимметрии цикла  $\rho_b = \frac{\sigma_{bx}^{min}}{\sigma_{bx}^{max}} \geq 0$ . В то же

время в ненапрягаемых образцах  $\rho_b$  после небольшого числа ударов становится отрицательным, так как после каждого цикла напружения у торца  $\sigma_{bx}^{min} \leq 0$ . Это подтверждается тем, что в продольной арматуре ненапрягаемых образцов накапливаются остаточные деформации растяжения (см. рис. 2). При уменьшении  $\rho_b$ , как известно, структурные разрушения в бетоне протекают интенсивнее и выносливость бетона к повторным нагрузкам снижается. Поэтому разрушение в оголовках обычных образцов ( $\rho_b \leq 0$ ) происходило раньше (скорость распространения ультразвука в направлении  $B$  у обычных образцов уменьшалась быстрее) (рис. 4). Следовательно, предварительное обжатие бетона в свае при ударных воздействиях, повышая  $\rho_b$ , уменьшает интенсивность структурных разрушений и увеличивает прочность оголовка.

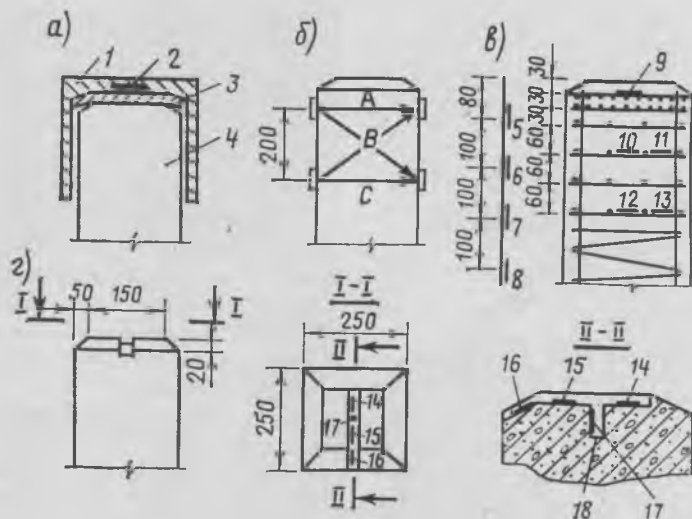


Рис. 1. Конструкция оголовка, схема испытания и расстановки приборов

$a$  — схема оголовка и расположение мембраны;  $b$  — схема исследования ультразвуком;  $c$  — армирование и расположение тензодатчиков на бетоне и арматуре  
1 — наголовник; 2 — мембрана; 3 — прокладка; 4 — свая; датчики: 5—8 на продольной арматуре; 9—13 — на поперечной арматуре; 14—17 — на бетоне; 18 — отверстие и паз в бетоне; А, В, С — направления прозвучивания

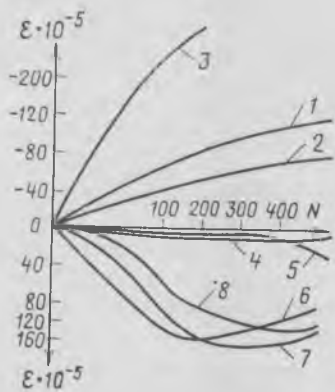


Рис. 2. Остаточные деформации в бетоне и арматуре в образцах № 1, 2, 4 ( $H=185$  см) датчики: 1—6, 7 образца № 4; 2—5, 8 образца № 4; 3—17 образцов № 1, 2, 4; 4—5—8 образцов № 1, 2, 5—14—16 образцов № 1, 2, 4, 6—9; 7—10, 11; 8—12; 13

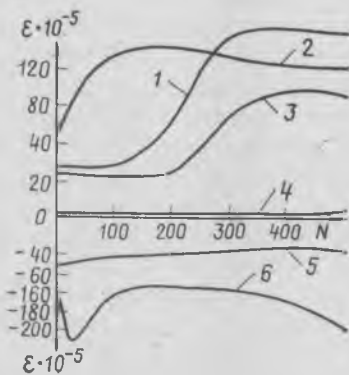


Рис. 3. Изменение деформаций в бетоне и арматуре при ударных воздействиях в образцах № 1, 2, 4 ( $H=185$  см) датчики: 1—10, 11; 2—9; 3—12, 13; 4—14—16; 5—5—8; 6—17

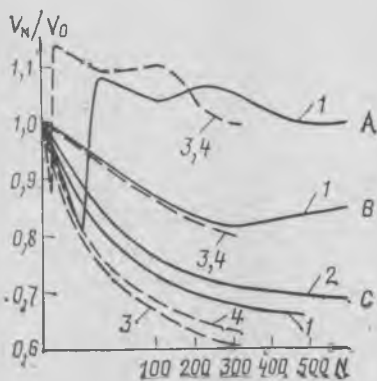


Рис. 4. Изменение скорости распространения ультразвука —  $H=185$  см; — — — — 260 см образцы: 1—1, 2; 2—4; 3—3; 4—5 А, В, С — направления прозвучивания  $V_0$  — скорость распространения ультразвука до испытания;  $V_N$  — то же, после  $N$  ударов

Ультразвуковыми исследованиями и внешним осмотром разрушенных оголовков установлено, что с увеличением уровня нагружения  $\eta_{бз}$  характер разрушения оголовков меняется. Интенсивность разрушения бетона у контактной зоны (см. рис. 4, направление А) резко возрастает, а в направлении С бетон раз-

рушается меньше — если при  $\eta_{бз} = 0,894$  после некоторого разрыхления бетона начинается процесс уплотнения, то с увеличением  $\eta_{бз}$  бетон в направлении С к моменту разрушения успевает пройти лишь процесс разрыхления. А это значит, что перед разрушением до предельного состояния был доведен меньший объем бетона. Внешний осмотр разрушенных оголовков показал, что зона сильного растрескивания и выкальвания бетона у преднапряженных образцов меньше, чем у обычных. С увеличением  $\eta_{бз}$  зона разрушения у обоих видов образцов уменьшалась. Интенсивный процесс разрушения протекал у контактной зоны, где положительный эффект от обжатия незначителен. Этим можно объяснить, что при  $\eta_{бз} = 1,25$  предварительное обжатие бетона не повлияло на сопротивление образцов ударным воздействиям.

Исследованиями установлено, что основные различия разрушения оголовков в преднапряженных и ненапряженных образцах связаны с накоплением остаточных деформаций в продольной арматуре (см. рис. 2) и с изменением скорости прохождения ультразвука в направлении В (см. рис. 4). Они проявились при увеличении уровня обжатия образцов от 0 до 4,1 МПа. Остаточные процессы имели примерно одинаковый характер изменения во всех образцах.

Анализ деформаций в поперечной арматуре, бетоне и характер изменения отношения  $V_N/V_0$  позволяет проследить этапы совместной работы арматуры и бетона в поперечном направлении. Принимая во внимание, что в сетках постоянно накапливаются остаточные деформации растяжения (см. рис. 2), уменьшение  $V_N/V_0$  в сечении А и С (см. рис. 4) можно считать следствием поперечного расширения бетона и появления во время удара продольных трещин и неполным их закрытием после удара. Больше уменьшение скорости ультразвука при первых ударах в поперечном направлении свидетельствует о том, что микротрещины и трещины при повторном нагружении в основном имеют вертикальное направление, а затем, по мере вступления в работу поперечной арматуры, их развитие сдерживается. Остаточные деформации в сетках увеличиваются, соответственно возрастает усилие, с которым они сжимают бетон в поперечном направлении после удара. Чередование продольного и поперечного сжатия бетона в оголовке приводит к разрушению и уплотнению. Увеличение отношения  $V_N/V_0$  означает этап уплотнения бетона и уменьшение его дефор-

мативности на данном участке. Для верхней зоны это подтверждают показаниями тензодатчика № 17 (рис. 3). У контактной зоны  $V_N/V_0 > 1$ , что свидетельствует об образовании области смятия. Вовлечение в работу сеток происходило с разной интенсивностью (см. рис. 2, 3) по мере накопления структурных разрушений в бетоне, на которые указывают ультразвуковые исследования в направлениях А и С (см. рис. 4). Это подтверждает, что разрушение оголовка свай происходит постепенно. При этом область значительных разрушений распространяется от контактной зоны вниз, включая все новые участки бетона.

Условия работы стержней в сетках характеризовались тем, что коэффициент асимметрии цикла  $\rho_s \geq 0$ , а максимальный уровень нагружения (при учете суммарных остаточных деформаций)  $\eta_{сж} = 1,12 \dots 0,9$  для верхней и нижней сеток. Влияние обжатия бетона на работу сеток не наблюдалось.

Определенный интерес представляет изменение скорости распространения ультразвука в диагональных направлениях В. У всех образцов  $V_N/V_0$  в направлении В постоянно уменьшалось и перед разрушением было в пределах 0,6...0,7. Изменение деформаций в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре во время удара было принято одинаковым (см. рис. 3).

На протяжении всего эксперимента максимальное отклонение деформаций от средней величины в арматуре и бетоне достигало 20...30% (для скорости распространения ультразвуковых колебаний 4...6%). На заключительном этапе (за 50—100 ударов до разрушения) разброс всех показаний увеличивался. При этом возрастали деформации в бетоне контактного участка (см. рис. 2,3). Полное разрушение оголовков сопровождалось разрывом сеток, значительным раскрытием трещин и выкальванием бетона.

#### Выводы

При условии надежной анкеровки напрягаемой арматуры обжатие бетона не снижает выносливости свай к воздействию ударных нагрузок в диапазоне изменения уровня нагружения бетона 0...1,31.

Обжатие бетона при ударных воздействиях практически не влияет на работу центральных частей плоских сеток.

Предельная относительная скорость распространения ультразвука в оголовке свай в диагональных направлениях является интегральной характеристикой структурных разрушений бетона и в первом приближении может служить критерием разрушения оголовков.

## Перспективы развития эффективной арматуры для обычных и преднапряженных конструкций

Арматура железобетонных конструкций уже сейчас является самым массовым видом высокопрочной стали. Годовой объем выпуска только стержневой арматурной стали с пределом текучести 390 Н/мм<sup>2</sup> (40 кгс/мм<sup>2</sup>) и выше ориентировочно составляет не менее 22 млн. т, а трудозатраты на переработку арматурной стали — около 450 тыс. чел.-лет.

Анализ результатов теоретических и экспериментальных исследований в области железобетона и современных тенденций развития металлургического и строительного производства позволяет считать, что в настоящее время целесообразно расширить применение термомеханически упрочненной арматуры периодического профиля широкого диапазона по прочности и сортаменту.

Технология термомеханического упрочнения [1—3] стержневой арматурной стали, которую в некоторых странах называют «Темпкор-процесс» [4, 5], была впервые разработана и освоена в конце 60-х годов в СССР.

С 1967 по 1985 гг. объем годового производства термомеханически упрочненной стержневой арматурной стали в СССР вырос до 1,2 млн. т и в перспективе будет увеличен в несколько раз. В соответствии с ГОСТ 10884-81 по этой технологии выпускают сталь с пределом текучести (условным или физическим) 440...980 Н/мм<sup>2</sup>. Осваивается производство и применение такой стали с пределом текучести не менее 1180 Н/мм<sup>2</sup>.

Позднее и в других странах [4, 6] начали активное исследование и освоение промышленного производства термомеханически упрочненной арматурной стали с пределом текучести 390...500 Н/мм<sup>2</sup>. Общий (ориентировочный) объем ее выпуска и применения в 1985 г. превысил 3,0 млн. т. По-видимому, в будущем такая арматура может заменить горячекатаную и упрочненную вытяжкой стержневую арматуру периодического профиля.

Сущность технологии термомеханического упрочнения состоит в быстром и равномерном охлаждении стали, деформированной в горячем состоянии от температуры не менее 800°C до температуры отпуска. Охлаждение стали непосред-

ственно после деформации металла в прокатном стане создает эффекты высокотемпературной обработки, и сталь достигает высокой пластичности и хладостойкости при высокой прочности.

Факторами, определяющими свойства арматурной стали после ее упрочнения, являются расход и давление воды, продолжительность охлаждения и температура самоотпуска. На рис. 1 показаны примеры влияния температуры самоотпуска на механические свойства кремнемарганцовистой стали марки 20ГС диаметром 12...28 мм.

В зависимости от химического состава и температуры самоотпуска по этой технологии можно получать арматурную сталь различной прочности и сортамента.

По сечению арматурных прутков термомеханически упрочненной стали (рис. 2) наблюдаются две зоны: внешнее кольцо и внутренняя зона с переходным участком. Поверхностные слои структуры составляют мартенсит отпуска и бейнит, а центральную зону в зависимости от химического состава стали — либо феррит + перлит, либо бейнит с выделением перлита по границам зерен.

Благодаря такой структуре арматура обладает стойкостью к возникновению локальных поверхностных дефектов, соединяется контактной точечной сваркой пересекающихся стержней без разупрочнения и имеет более высокий предел выносливости по сравнению с горячекатаной арматурой той же прочности.

По нашим данным, себестоимость упрочнения в зависимости от класса прочности стали составляет 0,4—0,8 р. на 1 т. Ориентировочный химический состав свариваемой термомеханически упрочненной стержневой арматуры приведен в таблице. Недостатком такой стали, особенно с пределом текучести выше 600 Н/мм<sup>2</sup>, является склонность к коррозионному растрескиванию под напряжением. Это явление тем вероятнее, чем больше содержание в стали углерода и меньше крем-

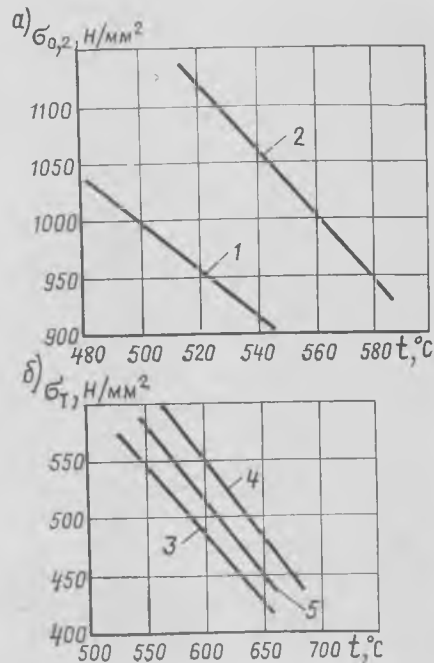


Рис. 1. Зависимость предела текучести от температуры самоотпуска

а — при  $\varnothing 12$  мм; Mn — 1,26%; Si — 1,17%; 1 — C — 0,17%; 2 — C — 0,22%; б — при C — 0,16% и Mn — 0,7%; 3 —  $\varnothing 25-28$  мм; 4 —  $\varnothing 16-18$  мм; 5 —  $\varnothing 20-22$  мм



Рис. 2. Структура термомеханически упрочненных арматурных стержней ( $\sigma_{0.2} \geq 600$  Н/мм<sup>2</sup>)

Страна-изготовитель	Предел текучести Н/мм <sup>2</sup> (не менее)	Временное сопротивление	Химический состав, %		
			C	Mn	Si
СССР	390	550	0,12—0,22	0,8—1,3	0,8—1,3
	440	590	0,22—0,32	0,45—0,7	0,01—0,1
	590	840	0,28—0,37	0,5—0,8	0,05—0,17
	790	980	0,20—0,32	1,0—1,5	0,8—1,2
ГДР	410	540	0,18—0,26	0,6—0,9	0,25—0,55
	490	560	0,18—0,26	0,8—1,1	0,25—0,55
Бельгия*	410	500	0,15—0,25	0,6—0,9	—
	490	560	0,15—0,25	0,8—1,2	—
ФРГ*	410	500	не более 0,2	0,5—0,9	не более 0,6
	490	540	не более 0,2	0,8—1,1	не более 0,6

\* Ориентировочно



ния. Технология термомеханического упрочнения позволяет устранить причины коррозионных разрушений.

Опыт более чем 15-летнего производства и применения высокопрочной термомеханически упрочненной арматурной стали диаметром 10...25 мм с условным пределом текучести 800...1100 Н/мм<sup>2</sup> показал, что при соблюдении общей технологии выплавки и проката стали и при содержании в ней кремния не менее 0,8% и углерода не более 0,3% коррозионных разрушений не наблюдалось даже в тех случаях, когда в этой же конструкции другие виды напрягаемой арматуры по той же причине разрушились. Важно также, что натяжение арматуры диаметром 10...16 мм в СССР, как правило, осуществляют электротермическим способом. Контактный электронагрев до оптимальных температур повышает механические свойства (рис. 3) и долговечность высокопрочных сталей всех видов. Особенно эффективен такой нагрев для термически или термомеханически упрочненных сталей.

Возможность массового производства высокопрочной и экономичной стержневой свариваемой арматуры с пределом текучести 600...800 Н/мм<sup>2</sup> позволяет эффективно использовать сталь в качестве рабочей сжатой арматуры железобетонных элементов. При этом без преднапряжения в зависимости от вида бетона и конструкции колонн и других железобетонных элементов можно применять арматуру с пределом текучести 600...1000 Н/мм<sup>2</sup>, а в преднапряженных элементах — стержневую арматуру с  $\sigma_{0,2} = 800...1200$  Н/мм<sup>2</sup> и даже арматурные канаты.

Обеспечить равнопрочность сварных соединений высокопрочной термомеханически упрочненной стали с пределом текучести выше 800 Н/мм<sup>2</sup> без специального легирования не удастся. Дальнейшее повышение прочности стержневой арматурной стали достигается с помощью специального легирования и низкотемпературного отпуска. Можно также сочетать легирование, термомеханическое упрочнение в потоке проката и последующий отпуск.

В СССР в соответствии с ГОСТ 5781—82 изготавливают и широко применяют самоупрочняющиеся высокопрочные стали бейнитного класса с условным пределом текучести не менее 800 Н/мм<sup>2</sup>. Растяжение до напряжений, не превышающих  $\sigma_{0,2}$ , и последующий отпуск или просто длительная выдержка под напряжением повышают не только механические свойства при статическом растяжении, но и предел выносливости стали. Параметры периодического профиля стержневой арматуры не унифицированы, однако все

известные решения обеспечивают надежную совместную работу такой арматуры с бетоном без специальных анкерных устройств при прочности бетона 20 МПа и выше.

Стальные арматурные канаты и высокопрочная проволока являются во многих странах основным видом напрягаемой арматурной стали [5]. К основным направлениям развития и совершенствования этих видов арматуры относятся повышение их эксплуатационной надежности путем стабилизации и других технологических решений, обеспечивающих снижение потерь напряжения от релаксации и повышение стойкости против коррозионного растрескивания; увеличение агрегатной прочности арматурных элементов; выпуска арматурных канатов для использования без сцепления с бетоном. Ведутся также активные поиски улучшения качества термически упрочненной проволоки. В ряде стран освоено производство проволоки и канатов с низкой релаксацией и повышенными механическими свойствами. Это направление, видимо, и останется главным для таких видов арматуры.

Учитывая специфические особенности высокопрочной проволоки и арматурных канатов, их будут применять, в основном, в качестве напрягаемой арматуры преднапряженных железобетонных элементов и в относительно небольшом количестве — в качестве вант мостов, элементов оболочек и других пространственных сооружений.

Для названных элементов применяют оцинкованные канаты больших диаметров и канаты с другими видами специальной защиты от коррозии. В напорных трубах и шпалах, а также в силовых резервуарах, большепролетных мостах и во многих инженерных сооружениях преимущественно используют высокопроч-

ную проволочную арматуру. Для улучшения анкеровки в бетоне все большее применение находит проволока периодического профиля.

В сборном железобетоне для конструктивного и рабочего армирования широко внедряется низкоуглеродистая холоднотянутая проволока с временным сопротивлением разрыву до 60 Н/мм<sup>2</sup> диаметром 3...6 мм, из которой изготавливают сварные сетки и каркасы. В Австрии, СССР, США низкоуглеродистой проволоке придают периодический профиль, что упрощает арматурные работы и ограничивает ширину раскрытия трещин в конструкциях. Надлежит исследовать прочностные показатели этого вида арматуры и отработать технологически приемлемые параметры периодического профиля.

Одним из направлений сокращения трудоемкости и улучшения эксплуатационных свойств железобетонных конструкций является фибровое армирование. В качестве арматуры используют стальные фибры с поперечным размером 0,3...1,2 мм и длиной 30...120 мм, изготавливаемые из расплава стали, тонкой проволоки, отходов канатов, из полосового или листового металла.

Сталефибробетон является специфическим композиционным материалом, эффективным, главным образом, в конструкциях, подвергающихся кроме основных силовых воздействий (изгиб, сжатие, растяжение) также истиранию, ударным нагрузкам и эксплуатируемым в условиях переменных температур (дорожные и аэродромные покрытия и др.).

#### Выводы

Дальнейшее развитие технологии производства высокопрочной стали открывает новые возможности производства и применения арматуры железобетонных конструкций. К новым и перспективным видам следует отнести термомеханически упрочненную стержневую арматуру, самоупрочняющуюся высокопрочную сталь бейнитного класса, высокопрочную проволоку и арматурные канаты с пониженной релаксацией.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Стародубов К. Ф. и др. Термическое упрочнение проката. — М.: Металлургия, 1970.
2. Михайлов К. В. Основные направления эффективного производства и применения арматуры. — Бетон и железобетон, 1982, № 12.
3. Doc. FIP-CEB-RILEM 24.1.20. Prestressed Concrete Steels—Terminology, 1976.
4. Rehm G. und Ruszwurm D. Benzteilung von Betonstählen hergestellt nach dem Tempcore-Verfahren. Betonwerk+Fertigteile-Technik. Heft 6/1977.
5. Мадатян С. А. Напрягаемая арматура железобетонных конструкций в СССР и за рубежом: Обзор. — М.: ВНИИС, 1983.
6. Simon P., Economopoulos M., Nilles P. Tempcore. A new process for the production of high-quality reinforcing bars. Iron and Steel Engineer. March 1984.

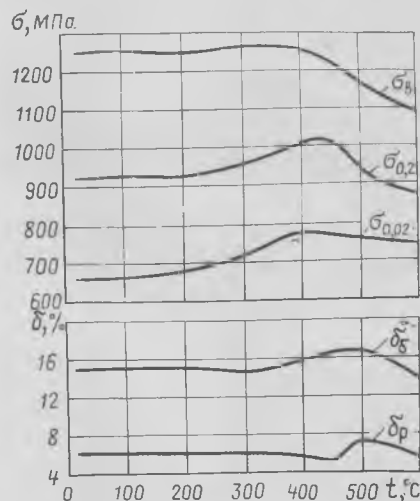


Рис. 3. Влияние температуры электронагрева на механические свойства стержневой высокопрочной арматуры

## Из опыта организации социалистического соревнования

Многолетний опыт социалистического хозяйствования неопровержимо доказывает, что важнейшим резервом роста производительности общественного труда, вовлечения трудящихся в управление производством, воспитания коммунистического отношения к труду является социалистическое соревнование.

Ниже рассказывается об опыте организации социалистического соревнования на заводе сборного железобетона Гомельского домостроительного комбината. Сразу отметим, что на старте пятилетки предприятие не справилось с выполнением плана по ряду важнейших технико-экономических показателей. Например, в 1982 г. план по производству нормативной чистой продукции был выполнен лишь на 86,7%, по росту производительности труда — на 88,4, а по прибыли — на 31,4%. В том же году завод допустил перерасход фонда заработной платы, значительно выросла материалоемкость производства, снизилась фондотдача. План поставок продукции в соответствии с заключенными договорами и обязательствами выполнен на 91,4%.

Для исправления сложившегося положения на заводе была создана творческая бригада в составе ведущих специалистов предприятия и экономистов Гомельского государственного университета. Перед бригадой стояла задача — разработать комплекс организационно-технических мероприятий, практическая реализация которых могла бы поднять уровень производительности труда, снизить себестоимость выпускаемых изделий, обеспечить ритмичность производства. Видное место отводилось социалистическому соревнованию как действенному средству повышения эффективности производства. Было разработано положение об организации социалистического соревнования среди основных цехов завода. Оно нацеливало внутривзаводские производственные подразделения на достижение наивысших конечных результатов, обеспечивало объективность при подведении итогов соревнования путем количественной оценки вклада каждого соревнующегося подразделения в достижении конечного результата.

Важным достоинством разработанного положения явилось и то, что оно до минимума сократило число показателей, по которым определяются победители внутривзаводского соревнования, что сделало организацию трудового состязания доступным пониманию и ясным по построению. При подведении итогов соревнования в качестве основных

положение предусматривает показатель выполнения заданий и обязательств по поставкам продукции и обобщающий показатель уровня эффективности производства соревнующегося подразделения. Показатель выполнения заданий и обязательств по поставкам продукции определяется как отношение объема реализации продукции с учетом выполнения заданий и обязательств по поставкам к объему реализации, предусмотренному планом на период с начала года.

Обобщающий показатель уровня эффективности производства определяется на основании разработанной автором статьи методики определения уровня, динамики и влияния факторов на эффективность работы внутривзаводских подразделений.

Рассмотрим механизм действия данной методики. Эффективность производства на уровне внутривзаводского подразделения (цеха, участка) можно определить как отношение нормативно-чистой продукции к затратам на ее получение:

$$\mathcal{E} = \frac{\text{НЧП}}{\text{СЗ}}, \quad (1)$$

где  $\mathcal{E}$  — уровень эффективности производства; НЧП — нормативная чистая продукция; СЗ — суммарные затраты.

Суммарные затраты цеха представляют собой сумму, состоящую из шести основных факторов:

$$\text{СЗ} = \text{СМ} + \text{Т} + \mathcal{E} + \text{ЗП} + \text{АО} + \text{ПР}, \quad (2)$$

где СМ — сырье и материалы; Т — топливо;  $\mathcal{E}$  — энергия; ЗП — заработная плата основная и дополнительная промышленно-производственного персонала цеха с отчислениями на социальное страхование; АО — амортизационные отчисления; ПР — прочие расходы.

Тогда уровень эффективности работы цеха можно представить как отношение

$$\mathcal{E} = \frac{\text{НЧП}}{\text{СЗ}} = \frac{\text{НЧП}}{\text{СМ} + \text{Т} + \mathcal{E} + \text{ЗП} + \text{АО} + \text{ПР}}, \quad (3)$$

Показатель динамики эффективности производства:

$$\mathcal{E}_д = \frac{\mathcal{E}_1}{\mathcal{E}_0} \cdot 100\%, \quad (4)$$

где  $\mathcal{E}_1$ ;  $\mathcal{E}_0$  — уровень эффективности соответственно отчетного и базового периодов,

Показатель приращения эффективности производства

$$\Delta \mathcal{E} = \mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_0. \quad (5)$$

Для определения степени влияния различных факторов на изменение эффективности промышленного производства вводится обратный показатель — коэффициент затрат:

$$K = \frac{1}{\mathcal{E}} = \frac{\text{СЗ}}{\text{НЧП}}. \quad (6)$$

Динамика коэффициента затрат:

$$K_д = \frac{K_1}{K_0} \cdot 100\% = \frac{\mathcal{E}_0}{\mathcal{E}_1} \cdot 100\%, \quad (7)$$

где  $K_д$  — динамика коэффициента затрат;  $K_1$ ,  $K_0$  — затраты в отчетном и базовом периодах.

Показатель приращения коэффициента затрат:

$$\begin{aligned} \Delta K &= K_1 - K_0 = \frac{1}{\mathcal{E}_1} - \frac{1}{\mathcal{E}_0} = \\ &= \frac{\mathcal{E}_0 - \mathcal{E}_1}{\mathcal{E}_1 \mathcal{E}_0} = \frac{(\Delta \mathcal{E})}{\mathcal{E}_1 \mathcal{E}_0}, \quad (8) \end{aligned}$$

$$\Delta K = K_1 - K_0 = \frac{\text{СЗ}_1}{\text{НЧП}_1} - \frac{\text{СЗ}_0}{\text{НЧП}_0}$$

При отрицательном значении  $\Delta K$  эффективность повышается, и наоборот.

Общий коэффициент затрат представляет собой сумму шести частных коэффициентов:

$$\begin{aligned} K &= \frac{\text{СМ} + \text{Т} + \mathcal{E} + \text{ЗП} + \text{АО} + \text{ПР}}{\text{НЧП}} \\ &= \frac{\text{СМ}}{\text{НЧП}} + \frac{\text{Т}}{\text{НЧП}} + \frac{\mathcal{E}}{\text{НЧП}} + \\ &+ \frac{\text{ЗП}}{\text{НЧП}} + \frac{\text{АО}}{\text{НЧП}} + \frac{\text{ПР}}{\text{НЧП}}, \quad (9) \end{aligned}$$

где  $\frac{\text{СМ}}{\text{НЧП}}$  — материалоемкость производства,  $\frac{\text{Т}}{\text{НЧП}}$  — его топливеемкость;

$\frac{\mathcal{E}}{\text{НЧП}}$  — энергоемкость;  $\frac{\text{ЗП}}{\text{НЧП}}$  — трудоёмкость;  $\frac{\text{АО}}{\text{НЧП}}$  — фондоемкость;  $\frac{\text{ПР}}{\text{НЧП}}$  — затраты прочих расходов на единицу нормативной части продукции.

Абсолютное приращение коэффициента затрат представляет собой сумму абсолютных приращений частных затрат:

$$\Delta K = \Delta K_{\text{СМ}} + \Delta K_{\text{Т}} + \Delta K_{\mathcal{E}} + \Delta K_{\text{ЗП}} + \Delta K_{\text{АО}} + \Delta K_{\text{ПР}}. \quad (10)$$

Факторы	Абсолютное значение	Абсолютный прирост К	Влияние на рост эффективности, %	Сдерживание, %
$K_{см} = \frac{СМ}{НЧП}$	3,3395/3,2054	-/0,1340	68,5	
$K_T = \frac{T}{НЧП}$	0,2322/0,2288	-/-0,0033	1,6	
$K_э = \frac{э}{НЧП}$	0,0429/0,0442	-/+0,0013		50,2
$K_{ао} = \frac{АО}{НЧП}$	0,3369/0,3381	-/+0,0012		49,8
$K_{эп} = \frac{ЭП}{НЧП}$	0,7731/0,7617	-/-0,0113	5,7	
$K_{пр} = \frac{ПР}{НЧП}$	0,1167/0,0767	-/-0,0399	24,2	

Примечание. Перед чертой — в 1983 г., после черты — в 1984 г.

Отрицательные значения приращения слагаемых факторов по формуле (10) будет свидетельствовать о положительном влиянии их на повышение эффективности производства.

Положительные значения приращения частных коэффициентов затрат наоборот сдерживают рост эффективности, и чем больше положительное значение коэффициента затрат, тем оно в большей степени сдерживает рост эффективности производства.

На примере работы арматурного цеха завода ЖБИ видно, как конкретно в практической деятельности используется описанная методика. Рассчитаем уровень эффективности производства цеха.

1983 г. 1984 г.

Объем производства НЧП, тыс. р.	745	769
Сырье и материалы, тыс. р.	2488	2465
Топливо, тыс. р.	173	176
Энергия, тыс. р.	32	34
Заработная плата, тыс. р.	576	585
Амортизационные расходы, тыс. р.	251	260
Прочие расходы, тыс. р.	106	74
Суммарные затраты, тыс. р.	3626	3594
Уровень эффективности	0,205	0,2139
Динамика эффективности, %		104,3
Приращение эффективности		+0,0089

Обязательными условиями участия цеха в социалистическом соревновании в настоящее время является выполнение плана по нормативной чистой продукции, отсутствие травматизма и положительное приращение эффективности производства. При нарушении одного из этих условий цех исключается из числа участников социалистического соревнования. Победителем во внутри-заводском соревновании становится тот коллектив, который добился наибольшего уровня эффективности производства и наивысшего показателя выполнения заданий и обязательств по поставкам продукции.

При подведении итогов социалистического соревнования по каждому цеху определяется также и степень влияния факторов производства на уровень его эффективности за анализируемый период.

Анализ влияния факторов производства на уровень эффективности работы арматурного цеха завода сборного же-

лезобетона за 1983—1984 гг. приведены в таблице.

Таким образом, в 1984 г. наибольшее влияние на рост эффективности производства арматурного цеха оказало снижение материалоемкости, улучшение использования прочих расходов. Рост эффективности производства цеха сдерживало повышение энергоемкости и снижение фондоотдачи. Следовательно, работа по организации социалистического соревнования структурных подразделений арматурного цеха (участок

УДК 69.003:658.387.64

## Опыт бригады по выпуску дорожного бетона

Коллектив бригады М. П. Журавлева, занятой приготовлением цементно-бетонной смеси СУ № 945 треста Свердловскдорстрой, работает на строительстве автомобильной дороги Свердловск—Серов с 1980 г. Бригада обслуживает установки по приготовлению дорожного бетона и цементно-грунтовой смеси.

Смесительные установки СБ-109 и ДС-50А (см. рисунок) созданы специально для получения дорожно-строительных материалов и входят в комплект дорожных машин ДС-110. Их отличает высокая производительность, наличие автоматизированных систем, особые требования к обслуживанию и управлению. Грамотная эксплуатация такого оборудования требует специальных знаний, высокой профессиональной квалификации и творческого отношения к труду. Этими качествами обладает бригада М. П. Журавлева, состоящая из 14 человек. В нее входят машинисты смесительных установок и

№ 1, 2, 3) в 1985 г. направлена на повышение фондоотдачи и снижение энергоемкости производства. Экономические и организационно-технические мероприятия, проводимые в цехе, направлены в первую очередь на сокращение энергозатрат и рост фондоотдачи производства.

Как видим, организация социалистического соревнования на заводе сборного железобетона Гомельского ДСК учитывает все важнейшие показатели хозяйственной деятельности, в том числе и те из них, которые в наибольшей степени влияют на рост эффективности соревнующихся цехов. Это позволит оперативней осуществлять управление сложным процессом повышения эффективности производства внутривзаводских подразделений.

Перестройка социалистического соревнования оказала положительное влияние на результаты производственной деятельности завода. План по производству нормативной чистой продукции был выполнен в 1984 г. на 104,7%, по прибыли — на 105,9%, по производительности труда — на 103,4%. Предприятие справилось с выполнением плана по поставкам продукции.

Хороший старт взял коллектив и в завершающем году пятилетки. План по производству нормативной чистой продукции за девять месяцев выполнен на 104,1%, по росту производительности труда — на 104,5, по прибыли — на 103,2%. Заводчане прилагают все усилия к тому, что с новыми достижениями в труде встретить XXVII съезд КПСС.

компрессоров с помощниками, машинисты погрузчиков и бульдозеров, слесари и дорожные рабочие.

Коллектив накопил ценный опыт применения отходов горнорудной и металлургической промышленности Урала. Например, применение мелкощебенистых бетонов с каменными высевками и отходами дробления сокращает расход щебня с 753 до 300 м<sup>3</sup> на 1 тыс. м<sup>3</sup> смеси, что позволяет экономить 8 тыс. р. Для хранения цемента имеются удобные инвентарные оклады. Путем его замены в цементно-грунтовых смесях местными вяжущими материалами (феррослаками, бокситовым шламом, золой-уносом) сэкономлено почти 40% цемента.

По предложению специалистов треста бригада тщательно отработала технологию выпуска на смесительных установках ДС-50А сухих цементно-грунтовых смесей при отрицательных температурах воздуха. Использование сухих смесей позволило на 16% прод-

лить сроки выполнения строительно-дорожных работ в зимнее время.

В связи с удаленностью места жительства рабочих от основной производственной базы строительства (300 км от Свердловска) бригада работает вахтово-экспедиционным методом с суммированным учетом рабочего времени. Бригада поделена на две вахтовые смены, каждая из которых 15 календарных дней подряд работает на объекте по 12 ч в сутки, а затем 15 дней отдыхает в Свердловске. Такой режим труда и отдыха согласован с профсоюзом.

Производительность цементно-бетонного завода (ЦБЗ), качество бетонной смеси и ее себестоимость зависят от местонахождения площадки завода. При выборе наиболее экономичного варианта размещения ЦБЗ учитывается наличие хороших подъездных дорог, дальность транспортирования готовых цементно-бетонных и цементно-грунтовых смесей, потребность в строительстве временных автодорог и их протяженность, наличие удобной площадки. Площадка ЦБЗ в г. Новая Ляля вполне отвечает этим требованиям. Рядом со смесительной установкой расположен склад песка и фракционированного щебня открытого типа с раздельными стенками. Здесь создан постоянно пополняемый запас материалов, обеспечивающий работу установки в течение 10 сут.

Трудовые успехи бригады обусловлены образцовой организацией рабочего места и четким распределением обязанностей. Многие члены бригады владеют смежными профессиями и при необходимости могут заменить друг друга.

Точно придерживаясь предписанной технологии, рабочие непрерывно совершенствуют смесительные установки, сокращая затраты труда и расход материалов. Так, машинисты смесительных установок только за год предложили и внедрили рационализаторские предложения с экономическим эффектом 28,2 тыс. р. Одним из них является электроблокировка транспортеров. Раньше на очистку вышедшего из строя наклонного транспортера в течение сезона затрачивали не менее шести смен. Теперь при его остановке электроблокировка автоматически отключает сборный транспортер и дозаторы. Это исключило затраты труда на очистку транспортеров, ликвидировало простои оборудования, увеличив тем самым сменную производительность за вода.

По предложению рабочих бригады внедрено дистанционное управление дозированной барды и воды. В блок управления дозатором инертных материалов на пульте внесены небольшие изменения в схему вторичной коммутации и выведены на панели специальные регуляторы. В системе смесителя использовались насос производительностью 12 м<sup>3</sup>/ч с электроприводом постоянно го тока. Это позволяет в широких пределах изменять количество подаваемых компонентов и при этом обеспечить и резкое, и плавное регулирование. Кроме того, с помощью дозирочного насоса легче получать бетоно-однофазную массу.



Грунтосмесительная установка ДС-50А

Заметно сократились затраты труда и расход материалов после уплотнения блока смесителя, предотвратившего просыпание материалов. Установка уплотнительного резинового кольца, перекрывшего щель между фланцевым соединением смесителя и смесительным лотком, ликвидировала потери цемента и других материалов мелких фракций, улучшила качество бетона.

Активно участвуя во Всесоюзном общественном смотре-конкурсе на лучшее качество строительства, бригада с помощью инженерно-технических работников реализовала предложения по совершенствованию технологии приготовления бетонных и цементно-грунтовых смесей. За внедрение технологии, предусматривающей использование в дорожной одежде местных промышленных отходов и сухих цементно-грунтовых смесей, бригада дважды была представлена на ВДНХ СССР.

Творческое отношение к труду и коллективная заинтересованность в достижении высоких показателей — основа трудовых успехов бригады. Плановые задания и социалистические обязательства четырех лет одиннадцатой пятилетки перевыполнены. За три года при плане 125 тыс. м<sup>3</sup> выпущено 138 тыс. м<sup>3</sup> бетонной смеси с применением отходов горнорудной и металлургической промышленности. Успешно выполнены работы по договору бригадного подряда. Экономия от снижения плановых затрат составила 136,4 тыс. р., на 9 дней сокращен срок строительства.

Бригада работает по единому наряду, оплата труда — аккордно-премиальная. Заработная плата распределяется в соответствии с разрядами и отработанным временем по коэффициенту трудового участия. Такая система оплаты наилучшим образом отвечает производственным условиям и задачам коллектива.

За добросовестный и самоотверженный труд многие из членов бригады награждены почетными грамотами, знаками ударника одиннадцатой пятилет-

ки и победителя соревнования. Их имена занесены на Доску и в Книгу Почета строительного управления. Бригада признана победителем Всесоюзного социалистического соревнования по Минтрансстрою.

**Н. И. ФИТИНА, инж.**  
(Уральский филиал ВПИТрансстрой)

## Авторские свидетельства

№ 37\*

№ 1183641. ЦНИИпромзданий. П. Д. Колбацкий, Ю. Н. Хромец и Б. Д. Розенблит. Стыковое соединение.

№ 1183642. НИИ автоматизированных систем планирования и управления в строительстве и Комбинат Киевпромстрой. Б. И. Резничек, В. М. Лысюк и Л. П. Тимофеевко. Стеновая панель.

№ 1183643. НИИЖБ. Л. А. Коробов, О. К. Назарьев, Л. Г. Беляничева и В. А. Коробов. Железобетонная несущая панель.

№ 1183645. Харьковский Промстрой-НИИпроект. Е. А. Рабинович, О. О. Роханский и И. Г. Черкасский. Способ соединения старого бетона с новым.

\* См.: Открытия. Изобретения, 1985.

УДК 691.327:539.4.311

А. А. ОМЕЛЬЧЕНКО, инж., М. Ю. ЛЕЩИНСКИЙ, канд. техн. наук (Главкиевгорстрой)

## Опыт применения статистического контроля прочности бетона

Как известно, к числу мероприятий, направленных на решение задачи экономии цемента, относится совершенствование методов контроля и оценки прочности бетона. С помощью этих методов повышается надежность контроля качества продукции при незначительных затратах на внедрение в производство. Статистический метод контроля и оценки прочности представляет собой одно из наиболее действенных мероприятий по повышению качества бетонных и железобетонных конструкций, которое обеспечивает реальную экономию цемента в строительстве [1].

Главкиевгорстрой по согласованию с отделом технического нормирования и стандартизации Госстроя СССР еще в 1970 г. начал на заводе ЖБК № 1 ДСК № 1 работы по производственной проверке различных вариантов проекта первого стандарта на статистический контроль качества. В дальнейшем ЖБК № 1, а затем и другие заводы ДСК № 1 и ДСК № 3 явились базой для массового внедрения статистического контроля, который в настоящее время применяется на всех заводах Главкиевгорстроя [1].

Внедрению статистического метода в Главкиевгорстрое сопутствует целенаправленная комплексная работа, охватывающая различные стороны деятельности каждого предприятия.

Нормативной основой статистического контроля в настоящее время являются ГОСТ 18105.0—80—18105.2—80.

Методической основой внедрения статистического метода наряду с Руководством [2] являются ведомственные нормативные документы — Временная инструкция по оценке статистическим методом прочности и однородности бетона сборных железобетонных конструкций на предприятиях Главкиевгорстроя, Инструкция по статистическим методам контроля прочности бетона сборных железобетонных конструкций, разработанные ЦНИЛ Киевгорстроя с учетом специфики заводов Главкиевгорстроя. Важную роль сыграли семинары, проводимые с работниками строительных лабораторий заводов, трестов и ДСК. В основу обучения методам статистического контроля, наряду с использованием нормативных и методических документов, был положен передовой опыт работы ДСК № 1. Большая методическая помощь была оказана НИИЖБом и Оргэнергостроем.

Организационной основой внедрения статистического метода явилось включение этой темы в планы внедрения новой техники Главкиевгорстроя и систематический контроль за их выполнением.

Следует отметить, что срывов в выполнении этого важного мероприятия не отмечалось, тема «Статистический контроль прочности бетона» была включена в целевую комплексную программу «Экономия материальных и топливно-энергетических ресурсов на 1981—1985 гг. по Главкиевгорстрою», и работа по ней осуществляется.

Документальная основа применения статистического метода, регламентирующая порядок ведения технической документации, к сожалению, еще не нашла должного отражения в нормативных документах. Только ГОСТ 13015.3—81 учитывает результаты статистического контроля в техническом паспорте на сборные бетонные и железобетонные конструкции и изделия. Поэтому в Главкиевгорстрое разработаны и утверждены согласованные с управлением Госархстройконтроля Киева следующие формы: «Карта статистического регулирования прочности бетона», «Лист назначения прочностных характеристик бетона при контроле по схеме А», «Журнал расчета общих коэффициентов вариации и требуемой прочности бетона в возрасте 28 сут», «Паспорт на бетонную смесь заводского приготовления», «Протокол испытания различными неразрушающими методами и оценки прочности бетона, а также другие документы, учитывающие результаты статистического контроля [3].

Метрологическая основа не имеет каких-либо принципиальных отличий от обычных испытаний прочности бетона. Не требуются дополнительные приборы, аппаратура или оборудование. Лаборатории должны быть укомплектованы микрокалькуляторами. Здесь следует лишь отметить особую важность повышения отчетности и надежности испытаний. Поэтому поддержание требуемого качества лабораторного оборудования и его своевременная метрологическая поверка имеют существенное значение.

В Главкиевгорстрое статистический метод контроля применяется при проведении традиционных (контрольных бетонных кубов) и неразрушающих испытаний. Испытания кубов используют при оценке отпускной и проектной прочности, а неразрушающие — при оценке отпускной прочности и экспертном контроле качества изделий и конструкций.

Система статистического контроля обычно рассматривается как состоящая из двух основных частей. Во-первых, это определение показателей однородности (статистическая обработка, расчет коэффициента вариации и определение тре-

буемой прочности  $R^t$ ) и, во-вторых, регулирование фактической прочности  $R_m$  (изменение состава бетона для обеспечения минимального превышения  $R_m$  над  $R^t$ ).

Однако поскольку в условиях применения статистического контроля повышение однородности бетона дает возможность при заданной обеспеченности нормативных его сопротивлений снизить требуемую прочность и получить существенный экономический эффект за счет сокращения расхода цемента или уменьшения теплотрат на ускорение твердения, считаем необходимым обратить внимание на третью, не менее важную, часть системы контроля.

Речь идет о мероприятиях, направленных на повышение однородности бетона, на снижение коэффициента вариации прочности. Требуется значительная работа не только для их осуществления, но и для поддержания уже достигнутых (минимальных значений коэффициентов вариации прочности. Эти мероприятия можно разделить на две группы: направленные на повышение фактической однородности бетона конструкций и изделий и обеспечение требуемых значений прочности; способствующие устранению искажений результатов при испытании прочности бетона, получению более точных и достоверных ее значений. Ведомственная инструкция Главкиевгорстроя содержит указания и рекомендации с учетом мероприятий обеих групп.

В первую группу мероприятий включены требования к складированию составляющих бетона, проверок дозировочного оборудования, контролю влажности песка и перемешивания бетонной смеси, определению ее удобоукладываемости, контролю режима тепловлажностной обработки бетона и т. п. Для приготовления бетона заводы Главкиевгорстроя используют материалы постоянных предприятий-поставщиков, систематически проводится контроль поступающих партий. Все это способствует повышению фактической однородности бетона.

Мероприятия второй группы направлены на устранение искажений результатов испытания прочности, причиной которых являются отклонения в самой методике испытаний. Внимание строительных лабораторий обращено на необходимость постоянного времени выдерживания отобранной пробы бетонной смеси до момента изготовления образцов и стабильности параметров вибрации при уплотнении смеси. С учетом анализа распределения температур в пропарочных камерах образцы при прогреве с конструкциями всегда размеща-

**Усилить режим экономии. Настойчиво добиваться рационального и экономного расходования всех видов ресурсов, снижения их потерь, ускоренно осуществлять переход к ресурсосберегающим и безотходным технологиям.**

*Из проекта Основных направлений экономического и социального развития СССР на 1986—1990 годы и на период до 2000 года*

ют в камере в постоянном месте. Принимаются меры по уменьшению колебаний влажности и температуры в камерах нормального твердения образцов, подлежащих испытанию в проектном возрасте. Более жестко, чем в ГОСТ 10180—78\*, нормировано время и условия выдерживания образцов, извлеченных из камеры, до момента испытаний. Важным условием уменьшения значений разброса результатов испытаний является регулярная метрологическая поверка лабораторного оборудования. Испытания кубов выполняют с использованием центрирующих устройств [4], что позволяет избавиться от влияния эксцентриситета при приложении нагрузки. Для удобства контроля за скоростью возрастания напряжения при испытании составлены рабочие таблицы времени нагружения образцов разных размеров в зависимости от ожидаемой прочности.

В Главкиевгорстрое осуществлены мероприятия, связанные с уточнением методики испытания бетонных образцов по ГОСТ 10180—78\*. Минимальное значение масштабного коэффициента для кубов с ребром 10 см — 0,95, среднюю прочность в серии из 3 контрольных образцов определяют по двум наибольшим результатам. Получаемая в результате этого экономия цемента учтена в производственных нормах его расхода на всех заводах ЖБИ и ЖБК с 1983 г.

В целом осуществление мероприятий второй группы способствует получению результатов испытаний, в значительной мере свободных от большого числа искажений методического характера.

Статистический метод контроля прочности применяется в Главкиевгорстрое и при проведении испытаний неразрушающими методами. Эти испытания предусмотрены системами контроля прочности, жесткости и трещиностойкости панелей перекрытий и внутренних стен для домов серии КТ-12/1 и КТ-16, панелей перекрытий и внутренних стен домов серии БПС-6/77-2, Т и домов серии 96к, изготавливаемых различными заводами ЖБИ. Неразрушающий контроль регламентируется стандартами предприятий, входящими в комплексную систему управления качеством строительной продукции. Необходимые по ГОСТ 8829—77 данные о количестве участков и мест осуществления контроля разработаны соответствующими проектными институтами совместно с Главкиевгорстроем в виде дополнений к рабочим чертежам конструкций. Статистический контроль прочности применяют также при испытаниях методом скалывания ребра

колонн, ригелей и свай с помощью автоматизированной установки УИКС-2500 на ЗЖБИ № 5 треста «Стройдеталь» [5] и испытаниях методами пластической деформации, отскока, ультразвуковым, отрыва, отрыва со скалыванием — при обследовании конструкций.

Применение статистического метода контроля в условиях достаточно высокой однородности бетона позволяет при приемке конструкций использовать значения требуемой прочности  $R^T$  ниже нормируемой  $R_{норм}$ . Так, партийный коэффициент вариации прочности бетона марок М150—М400 на заводах ЖБИ Главкиевгорстроя обычно колеблется в пределах от 5 до 9%, что позволяет уменьшить  $R^T$  на 6...17%, сократив соответственно расход цемента.

Для конструкционно-теплоизоляционного керамзитобетона марок М50—М100 значения коэффициентов вариации на 8—12% выше, что позволяет снизить  $R^T$  от 0 до 10%. При использовании зольноуноса как составляющей керамзитозолотобетона, из которого на ДСК № 4 и ДСК № 1 ведется массовое производство панелей наружных стен, значения коэффициентов вариации ниже — 6...8% (средние значения коэффициентов вариации по средней плотности керамзитозолотобетона — 3,8%, по влажности — 10,8%).

На заводах в основном применяется система контроля по схеме А как более экономичная. Переход на контроль по схеме Б согласно ведомственной инструкции может быть разрешен только главным инженером треста (ДСК) по согласованию с ЦНИЛ Главкиевгорстроя.

Накопленный в Главкиевгорстрое опыт применения статистического контроля позволил подготовить ряд предложений по совершенствованию стандартов в связи с их пересмотром. Эти предложения направлены организациям-разработчикам.

Стандарты на статистический контроль должны быть изложены более доступно. Желательно указать последовательность действий (операций), которые при статистическом контроле надлежит выполнять строительной лаборатории. Одновременно с изданием новых стандартов важно обеспечить выход в свет Руководства по их применению, поскольку стандарты должны применять строительные лаборатории больших и малых организаций всей страны.

В ГОСТ 18105.2—80 необходимо учесть особенности контроля прочности бетона на строительной площадке в зимнее вре-

мя. В зависимости от принятого метода зимнего бетонирования изготавливают разное число серий образцов, которые хранят в различных условиях и испытывают в разные сроки. Стандрат не дает ответа на вопрос, какие результаты и как использовать при статистическом контроле.

Наконец, следует обратить внимание на связь стандартов на статистический контроль с другими нормативными документами, в частности со СНиП 5.01.23—83. Типовые нормы расхода цемента разработаны для бетона, однородность которых соответствует  $R_y = R_{норм}$ . Согласно ГОСТ 18105.1—80, даже при минимальном значении коэффициента межпартийной вариации  $R_y = 1,07 R^T$ . Вместе с тем стандарт предусматривает минимальную требуемую передаточную прочность бетона, равную 14 и 20 МПа для ряда широко применяемых конструкций. В этих случаях нельзя реализовать положительный эффект высокой однородности бетона для снижения  $R^T$ , и расход цемента по СНиП 5.01.23—83 оказывается заниженным минимум на 7%.

Суммарный годовой эффект, достигнутый на заводах Главкиевгорстроя при переходе на метод статистического контроля и внедрение других мероприятий по совершенствованию контроля и оценки качества бетона превышает 15 тыс. т цемента. Важным результатом является повышение качества и надежности бетонных и железобетонных конструкций. Данные статистического контроля учитываются при аттестации продукции заводов сборного железобетона.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Деминов А. Д. Пути экономии цемента. — Бетон и железобетон, 1980, № 9.
2. Руководство по статистическим методам контроля и оценки прочности бетона с учетом его однородности по ГОСТ 18105—72 / НИИЖБ, ВНИИжелезобетон, Оргэнергостроя. — М.: Стройиздат, 1974.
3. Инструкция по ведению технической документации по контролю качества лабораториями и ОТК заводов сборного железобетона. И 98-83 / Трест Киевгорстрой Главкиевгорстроя — Киев, 1983.
4. Лещинский М. Ю. Испытание бетона. — М.: Стройиздат, 1980.
5. Лещинский М. Ю., Поляченко В. А., Цельковский Г. А., Пеляшок В. А., Кураш Ю. И. Установка для неразрушающего контроля прочности железобетонных изделий. — Бетон и железобетон, 1984, № 1.

Л. П. ЖДАХИН, д-р техн. наук (Уральский политехнический ин-т);  
А. В. ВАЛИНЕЦКИЙ, инж. (Абаканский филиал Красноярского  
политехнического ин-та)

## Исследование модели бункера на действие сыпучей среды

Распределение нормальных давлений сыпучих на стенки рассчитываемых железобетонных бункеров принимают по линейному закону (по теории Кулона — Кёнена) как на подпорные стены значительной длины. Исследования моделей железобетонных бункеров на действие гидростатического давления также проводились с учетом линейного распределения [1]. Однако результаты наших исследований в последние годы показали, что эпюры нормальных давлений сыпучей среды на гладкие стенки бункеров имели очертание криволинейной выпуклой поверхности [2].

Необходимо было выяснить характер распределения эпюр нормальных давлений сыпучего (в состоянии покоя) на шероховатые поверхности стенок железобетонных бункеров, определить перемещения и характер разрушения стенок, уточнить способ расчета разрушающих нагрузок.

Геометрические размеры квадратной в плане модели даны на рис. 1. Опирание — точечное, по углам, в уровне нижних поверхностей средних горизонтальных рам. Бункер изготовлен из мелкозернистого бетона прочностью 20 МПа. Стенки армированы наружными и внутренними сетками из отожженной стальной проволоки диаметром 3,1 мм с пределом текучести 290 МПа. В вертикальной и наклонной стенках площадь наружной и внутренней арматуры горизонтального направления составляла 0,41 и 0,75 см<sup>2</sup>/пог. м соответственно, а в скатных направлениях — 0,48 и 0,68 см<sup>2</sup>/пог. м. Все бортовые элементы армированы четырьмя стержнями диаметром 6 мм с пределом текучести 230 МПа.

Опытную модель бункера монтировали из четырех пар заранее изготовленных монолитных железобетонных стенок. Каждая пара состояла из вертикальной и наклонной стенки, а также верхнего, среднего и нижнего ригелей горизонтальных замкнутых рам. Четыре пары стенок с ригелями устанавливали на четыре инвентарные металлические колонны, после выверки и армирования бетонировали стыки. Внутренние поверхности стенок после бетонирования и затирки ручным способом оставляли шероховатыми, не сглаживали.

При испытаниях измеряли перемещения характерных точек стенок и бортовых элементов бункера, а также нормальные давления сыпучей среды на стенки. Давления измеряли кольцевыми месдозами, описанными в работе [3].

Бункер загружали песком, полученным при дроблении гранитного камня. Мак-

симальный диаметр частиц не превышал 4 мм, фракции меньше 1 мм составляли 80% общей массы. Насыпная плотность была равна 1,65 т/м<sup>3</sup>, угол внутреннего трения — 37°. Песок в бункер засыпали «дождем» для получения горизонтальной поверхности отсыпки. Нагружение создавали этапами, на каждом из которых соблюдали выдержку в течение 20—30 мин до стабилизации показаний прогибомеров. На первом этапе засыпали воронку модели. В последующие четыре этапа бункер нагружали до верхней грани горизонтальной замкнутой рамы примерно одинаковыми порциями, равными массе сыпучего в воронке.

От повторений этапов нагружений разрушение бункера не планировалось, но повторно проверялись величины давлений и перемещений стенок. Разрушение стенок (по расчету) должно было наступить от заполнения бункера пе-

ском (пять этапов загрузки) и пригруза в 0,03 МПа (шестой этап). Пригруз создавали с помощью рычага и системы балок, опираемых на железобетонную плиту, покоящуюся на поверхности сыпучего (см. рис. 1). Поскольку пригруз создавали штучными грузами, этапы нагружений по величине нагрузки несколько отличались между собой; в среднем их величина составляла примерно по 0,005 МПа.

Графики прогибов центров вертикальной и наклонной стенок относительно соответственных ребер бункера приведены на рис. 2. На первых этапах нагружений вертикальная стенка первоначально прогибалась внутрь бункера. Это объясняется тем, что наклонные и вертикальные стенки, жестко соединенные со средними горизонтальными рамами, вскатном направлении работали как двухпролетные плиты, нагруженные только в одном пролете.

На восьмом этапе нагружения в вертикальной и на девятом — в наклонной стенках отмечены увеличение приращение прогибов и соответствующее им интенсивное трещинообразование. После четырнадцатого и двадцать первого этапов нагружений рост прогибов стенок замедлился. На данных этапах на торе и полсуток соответственно эксперимент был приостановлен. Причиной замедленного роста прогибов стенок на этих этапах послужило, вероятно, некоторое увеличение модуля деформаций песка за счет его уплотнения.

На двадцать втором этапе наблюдались резкое увеличение прогиба вертикальных стенок, в дальнейшем сопровождавшееся срезом бетона сжатой зоны в месте примыкания стенок к вертикальным ребрам. Даже через час после нагружения стрелки прогибомеров, установленных на вертикальные стенки, продолжали медленно перемещаться, указывая на приращение прогибов. Двадцать второй этап можно считать разрушающим для вертикальных стенок.

На двадцать третьем этапе нагружений прогибы этих стенок неограниченно увеличивались, пока грузовая площадка не опустилась на пол. Наклонные стенки не были доведены до разрушения, но были близки к нему, если судить по началу интенсивного нарастания прогибов.

Эпюры нормальных давлений сыпучего материала на вертикальную и наклонную стенки в пролетном сечении бункера показаны на рис. 3. При небольшой высоте слоя сыпучего материала эпюры были слегка выпукло-вогнутыми:

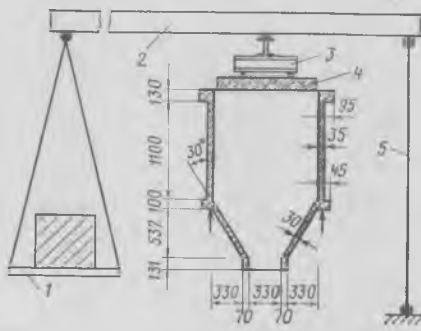


Рис. 1. Геометрические размеры бункера и установка для создания пригруза

1 — площадка для пригруза; 2 — рычаг; 3 — система балок; 4 — железобетонная плита; 5 — тяга

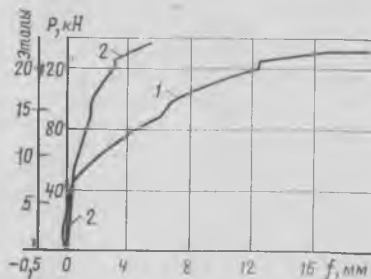


Рис. 2. Графики прогибов вертикальной (1) и наклонной (2) стенок

на наклонную стенку (при заполненной воронке, первый этап загрузки), на вертикальную (при полностью загруженном бункере, пятый этап загрузки). С ростом нагрузки давление на приопорных участках стенок увеличивалось интенсивнее, чем в пролетах.

Начиная с пятого этапа нагружения в наклонных и с приращением пригруза в вертикальных стенках обнаруживалась все большая вогнутость поверхностей эпюр нормальных давлений. Величины их ординат в приопорных участках превосходили таковые в пролетах стенок. Переход из выпуклых в вогнутые поверхности, вызванный непрерывным ростом нагрузки на стенки, вероятно, объясняется следующими причинами. Сыпучую среду можно представить как трехмерное тело, заключенное в сложную тонкостенную пространственную систему-оболочку; напряженно-деформированное состояние среды и оболочки взаимосвязано. Непрерывное увеличение нагрузок приводило к большему снижению изгибной жесткости из плоскости стенок, чем ригелей горизонтальных рам за счет нарастания неупругих деформаций, образования и развития трещин в железобетоне, к все большему уплотнению сыпучего и возрастанию модуля деформации, перераспределению усилий в стенках и сыпучей среде.

Следует отметить, что в настоящей работе и в исследовании [2] при сравнительно малых нагружениях песком железобетонных стенок и стенок из оргстекла характер эпюр нормальных давлений в основном имел выпуклые криволинейные поверхности. Однако с ростом на стенки бункеров нагружений прослеживался переход с выпуклых на вогнутые криволинейные поверхности давлений. Этот переход обнаружен между первым и пятым этапом нагружений на наклонные стенки и на одиннадцатом этапе — на вертикальные стенки (см. рис. 3).

Отметим, что при пространственном сочетании пластин, ребер и заключенного в ограниченно малом объеме сыпучего в состоянии покоя рост нагрузки приводит к сложному напряженно-деформированному состоянию составной системы, к увеличению объема бункера за счет значительных деформаций стенок из их плоскостей (но меньших деформаций ригелей горизонтальных рам и ребер), к сводообразованию в сыпучем, к существенному проявлению сил трения в «пятах» сводов-оболочек, к заклиниванию сыпучего в воронке.

Образованию вогнутых эпюр нормальных давлений способствовали силы трения, активно развивавшиеся между сыпучим и шероховатой поверхностью бетона в приопорных участках стенок, обладавших большей, чем в пролетах, изгибной жесткостью. Эти силы превосходили аналогичные на гладкой поверхности оргстекла в 2,87 раза. Так, физико-механические свойства песков, загружаемых в железобетонный бункер, характеризовались насыпной плотностью  $\rho = 1650 \text{ кг/м}^3$ , углом внешнего трения  $\varphi = 35^\circ$  и коэффициентом внешнего трения  $f = \tan \varphi = 0,7$ , а в бункер из оргстекла —  $\rho = 1454 \dots 1500 \text{ кг/м}^3$ ,  $\varphi = 14 \dots 30^\circ$ ,  $f = 0,248 \dots 0,241$ .

Анализ показал, что на пятом этапе нагружения (100%-ное заполнение бун-

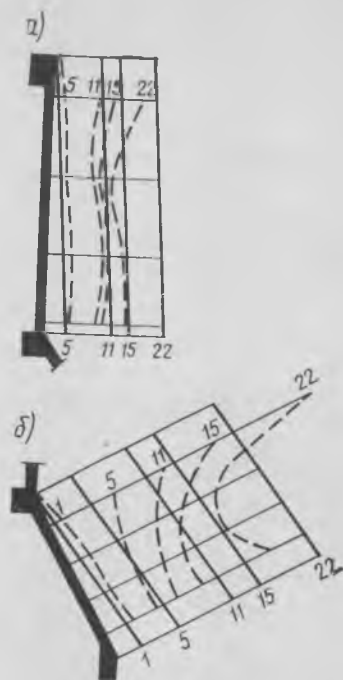


Рис. 3. Эпюры нормальных теоретических (сплошная линия) и опытных (пунктирная линия) давлений на вертикальную (а) и наклонную (б) стенки бункера. Цифрами указаны этапы нагружений

кера) площади опытных эпюр нормальных давлений превосходили расчетные (по Кулону — Кёнену). Так на вертикальные стенки превышение составляло 43%, а на наклонные — 10%. На первом этапе нагружения воронки давление на наклонные стенки возросло на 75%. На 6—7-м этапе отношение площадей эпюр продолжало возрастать и, можно предположить, соответствовало значению коэффициента надежности по нагрузке. Однако дальнейшее нагружение показало снижение этих отношений.

Ординаты эпюр касательных давлений на вертикальные стенки составляли примерно 70% нормальных давлений. Касательные давления на наклонные стенки установить не удалось.

После испытаний расчет стенок на разрушающую нагрузку был выполнен вторично. При этом геометрические размеры стенок, положение арматуры и физико-механические характеристики бетона и арматуры были приняты по размерам и испытаниям, а нагрузка — по линейному закону Кулона — Кёнена. По расчету получено, что разрушающим для вертикальных стенок должен быть 15-й этап, однако разрушение произошло на 22-м этапе. Объяснить это расхождение, вероятно, можно тем, что на 15-м этапе фактические ординаты нормальных давлений на стенки в пролетах от пригруза были меньше ординат, принятых в расчете по Кулону — Кёнену. На 22-м этапе ординаты нормальных давлений в пролетах от пригруза по величине оказались близкими к расчетным ординатам 15-го этапа, полученным по Кулону — Кёнену.

Эксперимент показал, что на этапах нагружений стенок от эксплуатационной стадии до разрушения прослежи-

вался устойчивый характер нарастания у опор нормальных давлений, имевших характер вогнутых поверхностей.

#### Выводы

Установлено, что при заполнении пирамидальной воронки и всего бункера сыпучим материалом эпюры нормальных давлений на наклонные и вертикальные стенки изменялись по слабо выраженным выпукло-вогнутым поверхностям. В обоих случаях опытные ординаты давлений были больше расчетных, полученных по теории Кулона — Кёнена.

С дальнейшим изменением давлений на стенки, вызванных пригрузом, от неупругих деформаций, образования и развития трещин в железобетоне заметно уменьшались изгибные жесткости стенок и ребер бункера, возрастал модуль деформаций сыпучей среды. Все больше увеличивалась вогнутость поверхностей эпюр нормальных давлений.

В расчетах бункеров на действие дробленого песка в состоянии покоя по сравнению с расчетным следует учитывать повышенное нормальное давление при загрузке пирамидальной воронки (1-й этап) для наклонных стенок на 75%; при загрузке всего бункера (5-й этап) — для наклонных стенок на 10% и вертикальных — на 43%. Увеличение ординат эпюр нормальных давлений песка зависело от коэффициента внешнего трения (0,7) сыпучего по шероховатой поверхности бетона.

Расчет несущей способности стенок на прочность можно производить кинематическим способом по методу предельного равновесия.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ждахин Л. П. Расчет железобетонных бункеров по предельным состояниям. — М.: Стройиздат, 1970.
2. Ждахин Л. П., Макаров Ю. Д. К уточнению давлений сыпучих материалов на стенки бункеров. — Строит. механика и расчет сооружений, 1978, № 4.
3. JIRI SMID and JAN NOVOSAD. Pressure Cell for Measuring Normal and Shear stresses. — Powder Technology, v. 4, № 6, September 1971, p. 322—327.

## Авторские свидетельства

#### № 38

№ 1184685. НИЛ ФХММ и ТП. А. В. Матвеев, В. М. Назин, В. З. Рудак и др. Устройство для формирования изделий из бетонных смесей.

№ 1184688. КТБ Стройиндустрия. А. В. Нестеров, А. В. Андрейченко и Л. И. Медовский. Устройство для укладки и уплотнения бетонных смесей.

№ 1184689. НИИЖБ. Б. В. Гусев, Е. З. Аксельрод, А. А. Архипкин и др. Устройство для формирования изделий из бетонных смесей.

\* См.: Открытия. Изобретения, 1985.



Ю. Д. БЫЧЕНКОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ);  
Б. Н. ВОЛЫНСКИЙ, инж., В. И. ДОВГАЛЮК, канд. техн. наук  
(ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов)

## Прочность консолей колонн каркаса серии 1.020-1 / 83

Практикой установлено, что сборные железобетонные каркасы связевой системы можно применять для строительства не только общественных, но и производственных зданий. С целью расширения области применения связевых каркасов в многоэтажных зданиях, ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов при участии НИИЖБ разработал новую серию конструкций каркаса межвидового применения под полезные нагрузки на перекрытия до  $16 \text{ кН/м}^2$ .

В новой серии предусмотрено опирание ригелей междуэтажных перекрытий на короткие консоли колонн, размеры которых приняты такими же, как и в серии ИИ-04 ( $150 \times 150 \text{ мм}$ ). Однако диапазон расчетных нагрузок на консоли колонн существенно расширился и составляет  $210 \dots 600 \text{ кН}$ . Кроме того, в связи с увеличением ширины нижних полок ригелей и исключением «рыбки» в сопряжении ригелей с колоннами работа консолей в пристенных колоннах ухудшается вследствие повышения крутящих моментов в ригелях. Эти обстоятельства вызвали необходимость экспериментальных исследований коротких консолей колонн каркаса серии 1.020-1/83.

Изучение напряженного состояния и прочности коротких консолей при действии поперечной силы показало, что разрушение происходит вследствие достижения бетоном предельных деформаций сжатия по наклонной полосе, образующейся в консоли в стадии, близкой к разрушению [1, 2]. Основываясь на таком характере разрушения консолей, были предложены расчетная схема в виде кронштейна и два условия прочности — прочность на сжатие бетонной полосы (подкос) и растянутой арматуры (затяжка). Консоли армировали продольными стержнями, а наклонную полосу рассматривали как железобетонный элемент, работающий на сжатие. Арматурой наклонной полосы служили стальные наклонные пластины, приваренные к верхней арматуре консоли. Задача исследований заключалась в экспериментальной проверке прочности консолей колонн при центральном и внецентренном приложении нагрузки с учетом совместной работы бетона и стальных пластин. Внецентренное приложение нагрузки соответствовало работе консолей при опирании на них однополочных ригелей или одностороннему загрузению перекрытия полезной нагрузкой. Для испытаний изготовили три типа образцов консолей, отличающихся несущей способностью.

Опытные образцы представляли собой участки колонн высотой  $550 \text{ мм}$ , сечением  $300 \times 300$  и  $400 \times 400 \text{ мм}$ . Армирование опытных образцов представлено на рис.

1, а в табл. 1 дана характеристика арматурных каркасов. Установленные в консолях трапецевидные хомуты  $\varnothing 8 \text{ А-I}$

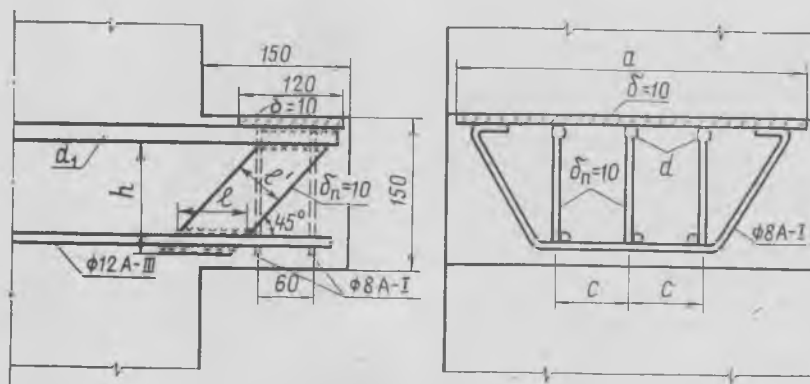


Рис. 1. Армирование консолей опытных образцов



Рис. 2. Характер разрушения опытных образцов консолей при центральном приложении нагрузки



Рис. 3. Характер разрушения опытных образцов консолей при внецентренном приложении нагрузки

Расчетная нагрузка, кН	Марка бетона	$d_1$ , мм	$a$ , мм	$b$ , мм	$c$ , мм	$h$ , мм	$l$ , мм	$l'$ , мм
280	К-28	2 $\varnothing$ 22	290	300	55	100	85	60
430	К-43	3 $\varnothing$ 22	390	400	75	100	85	60
600	К-60	3 $\varnothing$ 28	390	400	75	95	140	100

( $\sigma_r = 250 \text{ МПа}$ ) предназначены для улучшения работы консолей при действии эксцентрично приложенной нагрузки. Прочность бетона образцов к моменту испытания составляла  $39 \dots 41 \text{ МПа}$ .

При испытании образцов эксцентриситет приложения нагрузки к консолям

Марка образца	$R_{пр}^{оп}$ , МПа	$b$ , см	$d_1$ , мм	Верхняя арматура		$F_{н.п}$ , см <sup>2</sup>	$l_{оп}$ , см	$tg \alpha$	$\sin \alpha$	$l_0$ , см	$Q^{оп разр}$ , кН	$Q^I разр$ , кН	$Q^{II разр}$ , кН	$Q^{оп разр}$	$Q^{оп разр}$	$Q^{оп разр}$
				$F_a$ , см <sup>2</sup>	$\sigma_T$ , МПа									$Q^I разр$	$Q^{II разр}$	$Q_{расч}$
К-28	29,8	30	22	7,60	450	12	10,2	1,00	0,705	—	570	583	342	0,98	1,67	2,04
К-43	28,4	40	22	11,40	450	18	10,2	1,00	0,705	—	830	792	513	1,05	1,61	1,93
К-60	29,8	40	28	18,47	408	30	10,5	0,93	0,685	—	1065	1030	701	1,03	1,51	1,77
К-28/13*	29,8	30	22	7,60	450	12	10,2	1,00	0,705	25	200	144	—	1,4	—	1,55
К-43/27	28,4	40	22	11,40	450	18	10,2	1,00	0,705	25	245	216	—	1,15	—	1,25
К-60/27	29,8	40	28	18,47	408	30	10,5	0,93	0,685	25	200	226	—	0,89	—	0,74
К-60/27	335,0	40	28	18,47	408	30	10,5	0,93	0,685	25	260	240	—	1,08	—	0,97
К-60/27	335,0	40	28	18,47	408	30	10,5	0,93	0,685	18	425	310	—	1,37	—	1,58

\* Перед чертой — расчетная нагрузка на консоли при центральном приложении; после черты — то же, при внецентренном.  $F_{н.п}$  — площадь сечения наклонных пластин,  $\sigma_T = 265$  МПа;  $l_p = 7,2$  см

был принят равным 400 мм от торца консолей с учетом возможного смещения ригелей в одну сторону при монтаже каркаса; отсутствия соединительной накладки между ригелем и колонной, служащей для распределения опорного давления ригеля на консоль по закону трапеции или треугольника; высокой ответственности консоли в каркасе здания.

Первые видимые нормальные трещины образовывались в сечении консолей по углам с колоннами при нагрузке, 0,3-0,4 расчетной. Раскрытие этих трещин до 0,3 мм происходило при нагрузке не ниже 0,9 расчетной. Наклонные трещины в консолях появились при нагрузке, близкой к расчетной, что подтверждает достаточно высокую трещиностойкость боковых открытых поверхностей консолей.

Разрушение консолей характеризовалось интенсивным образованием трещин, лещадок и раздроблением бетона в наклонной полосе при текучести верхней арматуры. Напряжения по ширине наклонных пластин распределялись неравномерно и на гранях, близких к торцам консолей к моменту разрушения достигали предела текучести. Разрушение образцов консолей показано на рис. 2, 3.

Теоретическую прочность консоли оценивали в соответствии с расчетной схемой, приведенной на рис. 4, в которой учтены конструктивные особенности консолей колонн каркаса серии 1.020-1/83 и способ передачи на них опорных реакций от ригелей.

Учитывая наличие сварных соединений между ригелями и консолями, расположение опорной площадки принято по оси арматуры, а ее длина при этом

$$l_{оп} = l_{риг} + \delta + 0,5d_1, \quad (1)$$

где  $l_{риг} = 80$  мм, т. е. удвоенному эксцентриситету приложения нагрузки.

Прочность консолей опытных образцов при центральном приложении нагрузки вычисляли по формулам

$$Q^I = (0,8 R_{пр}^{оп} b l_p + \sigma_T F_{н.п}) \sin \alpha; \quad (2)$$

$$Q^{II} = \sigma_T F_a \operatorname{tg} \alpha, \quad (2)'$$

где  $l_p = l_{оп} \sin \alpha$ ; 0,8 — коэффициент условий работы бетона наклонной полосы;  $F_{н.п}$  — площадь сечения наклонных пластин;  $F_a$  — площадь сечения верхней арматуры.

При внецентренном приложении нагрузки теоретическую прочность наклонной полосы консоли определяли по об-

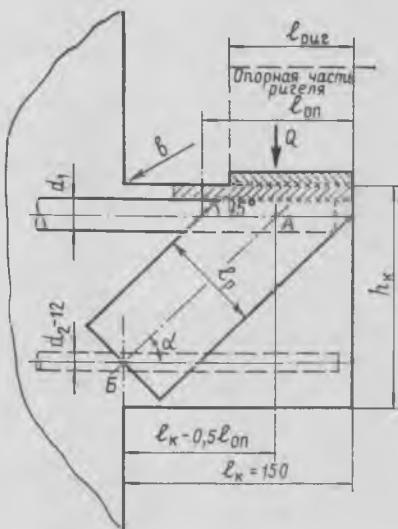


Рис. 4. Расчетная схема консоли

щему случаю расчета сечений согласно СНиП II-21-75 (рис. 5), по формуле

$$Q^I = N \sin \alpha, \quad (3)$$

Из табл. 2, в которой приведены результаты расчета теоретической прочности консолей опытных образцов и сопоставление их с экспериментом, следует, что принятая расчетная схема консоли в виде наклонной полосы дает хорошее совпадение с опытом по условию прочности (2). По условию прочности (2)' значительное превышение опытных величин поперечной силы над теоретической можно объяснить работой верхней

арматуры за пределом текучести, в стадии упрочнения. Худшее совпадение с опытом отмечалось при расчете на внецентренное действие нагрузки на консоль, так как принятый подход несколько условен и недоучитывает сложного напряженного состояния работы консоли. Однако этот метод расчета дает достаточный запас прочности при сопоставлении с расчетной нагрузкой и может быть использован для оценки прочности консолей, нагруженных опорными реакциями однополочных ригелей.

Следует отметить, что принятый при испытании эксцентриситет (25 см) соответствует случаю приложения нагрузки к полкам ригелей на расстоянии 2,5 см от края, в связи с чем режим испытания являлся слишком жестким. Недостаточная прочность при таком эксцентриситете оказалось только у образцов под расчетные нагрузки 60/27.

Исследования фрагмента перекрытия [3] свидетельствуют о том, что в составе перекрытия крутящий момент в ригелях уменьшается на 30%, а следовательно и консоль работает в более благоприятных условиях. Испытание консолей с уменьшенным эксцентриситетом подтвердило достаточную их прочность (образец К-60/27).

#### Выводы

Поперечная сила, действующая на консоль, может восприниматься наклонной железобетонной полосой и продольной арматурой. Процент армирования наклонной полосы рекомендуется назначать не более 15%.

Расчет прочности консолей каркаса серии 1.020-1/83 или аналогичных им можно производить по предложенным формулам с заменой  $R_{пр}^{оп}$  и  $\sigma_T$  на расчетные сопротивления.

При конструировании арматурного каркаса консолей ширину наклонных стальных пластин рекомендуется назначать равной ширине расчетной полосы.

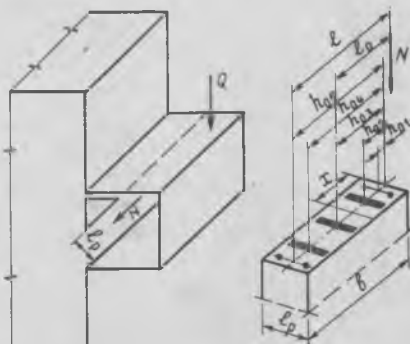


Рис. 5. К расчету консоли на внецентренное приложение нагрузки

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Залесов А. С., Баранова Т. И. Новый подход к расчету коротких элементов при действии поперечных сил. — Бетон и железобетон, 1979, № 2.
2. Отемаа В. Совершенствование расчетной схемы коротких элементов при действии поперечных сил. — Бетон и железобетон, 1983, № 2.
3. Работа торцовых ригелей связевых каркасов при шарнирном опирании на колонны / Б. П. Ковтунов, Л. Ф. Вознесенский, С. З. Абдулин и др. — Бетон и железобетон, 1983, № 2.

И. Б. ЗАСЕДАТЕЛЕВ, д-р техн. наук, проф.;  
С. А. ШИФРИН, канд. техн. наук (ВНИПИТеплопроект);  
А. В. ТКАЧЕВ, инж. (ЦМИПКС)

## Особенности термообработки тонкостенных изделий в гелиоформах

В настоящее время проблема использования солнечной энергии в технологии сборного железобетона наиболее эффективно решается путем непосредственного ввода солнечного радиационного тепла в твердеющее изделие. На таком принципе основан широко реализуемый в полигонных условиях способ изготовления изделий в гелиоформах со свето-прозрачным и теплоизолирующим покрытием СВИТАП [1].

Использование гелиоформ с покрытием СВИТАП позволяет в южных регионах страны в течение 5–6 мес в году выпускать изделия толщиной 100–400 мм без каких-либо затрат энергии на их тепловлажностную обработку. При этом для бетона марки М200 его прочность через 20–22 ч составляет 45–55%, что гарантирует распалубку изделия при организации последующего ухода за ним.

Нижний предел ограничения высоты изделий (100 мм) связан с особенностями развития тепловых процессов в бетоне тонкостенных конструкций. Обладая малой массивностью, а следовательно, низкой теплоаккумулирующей способностью, прогретые в гелиоформах в течение светового дня изделия (например, плиты облицовки каналов толщиной 60–80 мм) интенсивно остывают в вечернее и ночное время. Пониженная температура бетона в период остывания не позволяет ему достичь необходимых к моменту распалубки изделия (через 20–22 ч) прочностных показателей, обеспечивающих регламентированный суточный цикл оборачиваемости форм.

Изготавливать тонкостенные изделия в гелиоформах с покрытием СВИТАП можно, используя дополнительную аккумуляцию солнечной энергии с последующим подводом накопленного тепла к бетону. Реализовать данное положение можно либо путем модернизации гелиоформ с целью увеличения аккумулялирующей способности изделий, либо путем создания специальных теплоаккумулирующих стенов.

Параметры теплоаккумулирующих стенов были установлены теплотехническими расчетами. Исходный материал для проектирования гелиоформ с искусственным увеличением теплоаккумулирующей способности изделий получен физическим моделированием тепловых процессов в бетоне в условиях прогрета изделий солнечным радиационным потоком.

Исследования осуществляли на образцах толщиной 80 мм, которые бетонировали в моделях гелиоформ с покрытием СВИТАП, имеющих низкую, высокую и промежуточную (среднюю)

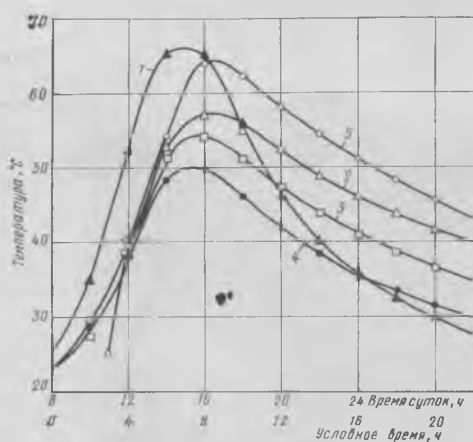
теплоаккумулирующую способность. Для сравнения проводили также бетонирование в модели обычной гелиоформы без теплового аккумулятора. Модели форм в плане имели размер 550×550 мм. Теплообмен по боковым поверхностям был исключен.

Температуру в образцах измеряли хромель-копелевыми термопарами с автоматической записью на приборе КСП-4, а прочность образцов после их выдерживания в гелиоформе в течение 22 ч определяли ультразвуковым прибором «Бетон-12».

Световой поток в лабораторных условиях создавался с помощью излучателя, состоящего из ламп накаливания с зеркальной колбой. Изменение во времени потока, соответствующей реальному радиационному режиму, обеспечивалось автоматически путем перемены расстояния между излучателем и поверхностью бетона [2].

Исследования проводили на бетоне марки М200, характерном для изготовления изделий гидромелноративного назначения с использованием в качестве вяжущего портландцемента М400 Старооскольского завода. Расход материалов на 1 м<sup>3</sup> смеси: цемента — 350, песка — 650, щебня — 1215 кг, воды — 185 л. Минералогический состав клинкера (%): С<sub>3</sub>С — 55,5; С<sub>2</sub>С — 19; С<sub>3</sub>А — 7; С<sub>4</sub>А — 13.

На рисунке представлены данные фи-



Температура бетона при изготовлении изделий в гелиоформах различных конструкций: 1 — обычная с покрытием СВИТАП; 2 — с малой теплоаккумулирующей способностью (изделие отформовано в 8 ч); 3 — то же, со средней; 4 — то же, с высокой; 5 — то же, с малой (изделие отформовано в 11 ч)

зического моделирования по температуре в центре образца, полученные в условиях, соответствующих радиационному режиму для 42° с. ш. (Ташкент) с июня по август.

Анализ температурных кривых на стадии разогрева образца (с 9 до 17 ч) показывает, что независимо от теплоаккумулирующей способности формы максимальная температура бетона на 8–16°С ниже, чем в обычной гелиоформе. Снижается также максимальная температура, достигаемая образцом с увеличением теплоаккумулирующей способности формы. Это вызвано, по-видимому, тем, что в обычной гелиоформе радиационный поток, воспринимаемый поверхностью образца и передаваемый теплопроводностью по его высоте, в дальнейшем встречает только термическое сопротивление в виде воздушной прослойки, образованной в поддоне формы.

В гелиоформе, оборудованной аккумулятором, тепловой поток расходуется также и на нагрев самого аккумулятора, что не позволяет бетону даже в период интенсивного действия солнечного радиационного потока естественной концентрации достичь температур бетона, выдержанного в обычной гелиоформе.

Положительное действие теплового аккумулятора наглядно прослеживается по температурным кривым (см. рисунок) в период остывания образцов (с 17 до 7 ч). Независимо от теплоаккумулирующей способности формы скорость снижения температуры бетона в 2 раза ниже по сравнению с обычной гелиоформой и соответственно составляет 1,3 и 2,7°С/ч.

Для выбора оптимальной конструкции гелиоформы анализировали прочностные характеристики бетона и сопоставляли суммарное количество градус-часов, набравшее образцом (см. таблицу). Наибольшую прочность (12,6 МПа) имеет образец в гелиоформе с малой теплоаккумулирующей способностью.

Таким образом, несмотря на более низкую температуру в период разогрева, прочность на сжатие образца, изготовленного в теплоаккумулирующей гелиоформе, на 3,2 МПа превышает прочность образца, твердевшего в обычной гелиоформе. Это еще раз свидетельствует о неоднозначности действия температурного фактора на разных стадиях твердения бетона. Этот тезис подтверждается и отсутствием какой-либо закономерности в суммарном количестве градусо-часов, что исключает возможность применения данной характеристики при оценке режимов выдерживания бетона тонкостенных изделий.

Радиационный режим	Время бетонирования, ч.-мин	Аккумулирующая способность	Максимальная температура разогрева, °С	Скорость остывания, °С/ч	Количество набранных градусочасов	Прочность, МПа
<i>Стендовые испытания</i>						
Летний	8—30	—	66	2,7	970	9,4
»	8—30	Высокая	50	1,3	840	10,0
»	8—30	Средняя	54	1,3	920	11,2
»	8—30	Малая	57	1,3	1000	12,6
»	11—00	»	64	1,5	1000	13,6
»	13—00	»	49	1,5	850	11,0
Осенне-весенний	8—30	—	59	2,9	800	8,4
»	8—30	Малая	50	1,4	840	10,0
»	11—00	»	56	1,7	840	11,0
<i>Производственные испытания</i>						
Летний	8—30	—	58	1,9	960	9,6
»	8—30	Малая	54	1,0	980	12,0

Примечание. Время установки форм на солнце 8 ч.

Учитывая, что при изготовлении изделий в гелиоформах с повышенной теплоаккумулирующей способностью максимальная температура разогрева бетона несколько снижается по сравнению с обычной гелиоформой, проверяли целесообразность предварительного выдерживания форм на солнце перед бетонированием.

Исследования включали прогрев форм солнцем в течение 3 и 5 ч, последующую укладку бетонной смеси и выдерживание изделий в теплоаккумулирующих гелиоформах соответственно в течение 19 и 17 ч, т. е. при сохранении продолжительности общего цикла 22 ч.

Предварительный прогрев теплоаккумулирующих гелиоформ в течение 3 ч позволяет достичь практически такой же максимальной температуры бетона, как и в обычной гелиоформе. Кроме того,

обеспечивается дополнительный прирост прочности по сравнению с непрогретой теплоаккумулирующей гелиоформой.

Выдерживание форм в течение 5 ч перед бетонированием менее целесообразно и снижает конечную прочность бетона как в сравнении с предварительно нагретой в течение 3 ч, так и ненагретой гелиоформой.

Гелиоформу с малой теплоаккумулирующей способностью испытывали также в условиях радиационного режима, характерного для 42° с. ш. в осенне-весенний период. Представленные в таблице данные подтверждают возможность использования предлагаемых гелиоформ и в это время года. При этом прочность бетона к моменту распалубки изделия должна составлять не более 10 МПа.

Результаты стендовых исследований проверяли в мае 1984 г. на гелиополи-

гоне Чиназского комбината строительных материалов и конструкций (УзССР). Объектом испытаний были выбраны пригрузочные плиты облицовок каналов толщиной 70—80 мм, размером в плане 1,8×3 м, изготавливаемые из бетона марки М 200. Полученные данные подтверждают закономерности, установленные при моделировании тепловых процессов в бетоне, и свидетельствуют об эффективности разработанной гелиоформы.

Следует отметить, что дополнительный прирост прочности при использовании теплоаккумулирующей гелиоформы получен в бетоне наименее благоприятной марки (М 200). При использовании бетона марки М 300 прочность его через 20—22 ч может составлять 20 МПа, что позволит реализовать разработанную гелиотехнологию для выпуска преднапряженных изделий и конструкций.

#### Выводы

Искусственное повышение теплоаккумулирующей способности изделий позволяет организовать полигонный выпуск тонкостенных конструкций и изделий в гелиоформах с покрытием СВИТАП и полностью отказаться от затрат тепловой энергии на ускорение твердения бетона.

Внедрение теплоаккумулирующих гелиоформ с покрытием СВИТАП позволит продлить сезон использования солнечной энергии в технологии сборного железобетона и увеличить период формирования изделий до 13 ч.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Крылов Б. А., Заседателев И. Б., Малинский Е. Н. Изготовление сборного железобетона с применением гелиоформ.—Бетон и железобетон, 1984, № 3.
2. Заседателев И. Б., Масленников Л. А., Шифрин С. А. Автоматизированный стенд «Солнце» для исследования теплового воздействия на бетон.—В кн.: Конструкции и строительство специальных сооружений. М.: ВНИПИТеплопроект, 1983.

УДК 691.327:666.974.2

Д. ТОТУРБИЕВ, канд. техн. наук (Дагестанский политехнический ин-т)

## Бесцементные жаростойкие бетоны на силикат-натриевых композиционных вяжущих

В Дагестанском политехническом институте в результате длительных и многосторонних исследований разработаны бесцементные жаростойкие бетоны на различных силикат-натриевых композиционных вяжущих с применением в качестве заполнителей шамота, диоксида кремния, кварцита; корунда; хромомагнезита (ГОСТ 20955—75); карборунда (ОСТ 2-114-71), цирконового концентрата (ОСТ 48-82-74).

Силикат-натриевое вяжущее представляет собой композицию совместно

молотой силикат-глыбы с частью основного огнеупорного материала, составляющего жаростойкий бетон, до удельной поверхности 2500—3000 см<sup>2</sup>/г.

Исследования посвящены разработке технологии жаростойких бетонов, изготовлению изделий и конструкций из них; а также опытно-промышленному внедрению этих бетонов в тепловых агрегатах металлургического производства и промышленности строительных материалов.

В ходе исследований изучали основные физико-механические, огнеупорные, термомеханические свойства этих бетонов при сушке и нагреве до рабочих температур. Главное внимание было уделено получению жаростойких бетонов с достаточно высокой монтажной прочностью (20—25 МПа), минимально возможным содержанием силикат-глыбы с целью повышения рабочей температуры бетонов.

При этом рассматривали возможности регулирования основных свойств

бетонов благодаря установлению их зависимости от удельного содержания силикат-глыбы, гранулометрии огнеупорных заполнителей, характера поверхности и плотности их зерен, а также от параметров и режимов сушки изделий.

Влияние этих факторов неоднозначно. Важнейшие из них, при прочих равных условиях,—это удельный расход силикат-глыбы и плотность заполнителя.

На рисунке приведены результаты исследования влияния количественного соотношения силикат-натриевого вяжущего и крупного заполнителя на прочность жаростойких бетонов после сушки при температуре 180—200°С. Из рисунка видно, что расход силикат-глыбы на 1 м<sup>3</sup> жаростойкого бетона в зависимости от вида используемого заполнителя составляет 1—4% массы материала. Для корунда, карборунда, цирконового концентрата этот расход равен 1%: а для более пористых заполнителей (шамота; хромомагнезита и др.) — 2—4%.

Соотношение между тонкомолотым заполнителем и крупнозернистым колеблется в пределах 10:90—20:80%. При этом меньшее соотношение следует применять при использовании более плотных заполнителей.

Рациональный режим сушки изделий практически для всех видов бетонов следующий: температура 100—200°С, плямоток, продолжительность 8—4 ч. Для более крупных изделий (объемом 0,5 м<sup>3</sup>) продолжительность сушки увеличивается до 18—24 ч.

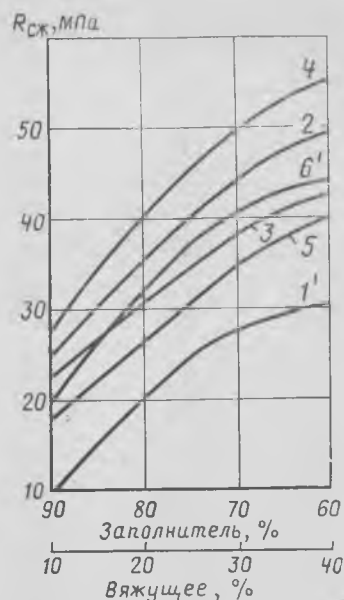
Водопотребность бетонов при изготовлении изделий методом трамбования составляет 4—5%, а виброформования — 6—8%. При этом более низкие значения следует применять при использовании более плотных заполнителей.

Нагрев высушенных изделий до рабочей температуры рекомендуется производить со скоростью 250—350°С/ч в зависимости от коэффициента линейного термического расширения заполнителя.

Основные характеристики разработанных бесцементных жаростойких бетонов на силикат-натриевых композиционных вяжущих приведены в таблице. Анализируя таблицу, можно отметить высокую прочность бетонов после сушки и весьма высокую (до 60 МПа) после нагрева до температуры начала деформаций. Высокая термическая стойкость полученных бетонов, характерная практически для всех композиций на силикат-натриевых вяжущих, объясняется также отсутствием в их составе гидратных соединений и малокомпонентностью систем.

Приготовление бетонов и выпуск изделий и конструкций из них не требуют какого-либо нестандартного оборудования.

Технологический процесс производства бесцементных жаростойких бетонов и изготовления изделий и конструкций из них включает получение силикат-натриевого вяжущего, приготовление формовочной массы, формование изделий и тепловую обработку (сушку).



Влияние количественного содержания вяжущего и заполнителя на прочность жаростойких бесцементных бетонов

1 — шамотный; 2 — корундовый; 3 — карборундовый; 4 — цирконовый; 5 — динасокварцитовый; 6 — хромомагнезитовый; 1', 6' — бетоны на вяжущем составе 80:20% массы (огнеупорный материал: силикат-глыба); 2—5 — состава 90:10%

Бетоны	$\rho_m$ , т/м <sup>3</sup>	$R_{сж}^{200}$ , МПа	$R_{ост}$ , МПа	$R_{тв}$ (вода — 800°С)	Температура начала деформации под нагрузкой 0,2 МПа, °С
Шамотный	1,9—2,0	18—20	19,8—26	40—50	1350
Корундовый	2,7—2,8	35—40	31,5—40	10—15	1670
Карборундовый	2,3—2,5	22—25	39,6—60	>50	1600
Цирконовый	2,8—2,9	27—30	54—63	>50	1670
Динасокварцитовый	1,8—1,9	25—30	20—27	5—6	1480
Хромомагнезитовый	2,6—2,7	29—34	17,4—23,8	50	1580

Получение силикат-натриевого композиционного вяжущего заключается в совместном помоле на шаровой мельнице силикат-глыбы и части основного огнеупорного материала до  $S_{уд} = 2500...3000$  см<sup>2</sup>/г.

Приготовление формовочной массы рекомендуется осуществлять всухую в растворо- или бетоносмесителе принудительного действия в течение 2—4 мин.

Сухие смеси можно транспортировать к месту потребления, где их необходимо увлажнять и перемешивать еще 3—4 мин.

Формование изделий можно осуществлять трамбованием или виброформованием с пригрузом при промышленной частоте 3000 кол./мин.

Опытно-промышленное внедрение бесцементных жаростойких бетонов

осуществлено на заводах ПО Дагестанстройматериалы, НПО Тулачермет и в тепловых агрегатах металлургических заводов, обслуживаемых трестом «Донбассдомнаремонт» Минчермета УССР.

Футеровка пода обжиговых вагонеток, выполненная из шамотного жаростойкого бетона на основе предложенного вяжущего, прошла длительные испытания на Хасавюртовском кирпичном заводе. Материалоемкость вагонеток снизилась почти в 1,5 раза, увеличился срок службы футеровочного материала с 4 до 30 мес. На этом заводе построен экспериментальный цех по производству бесцементных жаростойких бетонных блоков для футеровки обжиговых вагонеток туннельных печей.

На металлургическом заводе им. Ильича в г. Жданове были зафутерованы фурменные приборы, штуцеры горелок и горячего дутья, горелочная стена в нижней сварочной зоне нагревательной печи, стены нагревательных колодцев, холодильники шахты, купол доменных печей.

Длительная эксплуатация жаростойких бесцементных бетонов показала их высокую стойкость и надежность в работе. Трест «Донбассдомнаремонт» совместно с металлургическими заводами планируют увеличение объема внедрения этих бетонов.

С этой целью на Ждановском металлургическом заводе им. Ильича вводится в строй опытная технологическая линия по получению изделий из бесцементных жаростойких бетонов.

#### Выводы

Получены бесцементные жаростойкие бетоны различного назначения, термомеханические свойства которых определяются главным образом видом огнеупорного компонента и удельным содержанием силикат-глыбы.

Эффективность предложенных бетонов определяется простотой технологии, возможностью использования сухих смесей, высокой термической стойкостью, большим сроком службы этих бетонов, а также возможностью быстрого вывода на рабочий режим тепловых аппаратов.

## Авторские свидетельства

38\*

№ 1184834. ВНПО Союзжелезобетон. Н. Н. Долгополов, М. А. Суханов, В. С. Храпов и др. Комплексная добавка для бетонной смеси.

№ 1184835. КТБ Мосоргстройматериалы и МИСИ. В. Ф. Коровяков, Е. И. Андреев, В. В. Губин и др. Пенообразователь для поризации бетонных смесей.

№ 1184915. ЦНИИСК и НИИЖБ. Р. Н. Мацелинский, И. Е. Милейковский и А. П. Стрельченко. Каркас одноэтажного здания.

\* См.: Открытия. Изобретения, 1985.

В. П. АБРАМОВ, А. Р. СОЛОВЬЯНЧИК, кандидаты техн. наук,  
 В. В. ШМАЛЬКО, В. П. ВИНОГРАДОВ, инженеры (ВНИИ транспортного строительства);  
 А. Г. ОВЧАРЕНКО, инж. (Днепропетровский завод МЖБК);  
 В. Г. БОБЫЛЕВ, инж. (Минтрансстрой СССР)

## Система автоматического управления тепловлажностной обработкой железобетонных изделий

Автоматизация тепловлажностной обработки является одним из важнейших факторов, обеспечивающих рациональное использование теплоносителей, подаваемых в установку ускоренного твердения бетона. Применяемые в настоящее время системы автоматического управления ТВО на базе программных регуляторов Р-31М, «ПУСК-ЗС» предназначены для регулирования температуры паровоздушной среды в пропарочных камерах по жесткой программе, не учитывающей начальной температуры бетонной смеси, уложенной в опалубку, условий предварительного выдерживания изделий, начальной прочности бетона, при которой можно начинать подъем температуры, а также прочности бетона, при которой следует заканчивать процесс. Применение указанных средств автоматизации не обеспечивает эффективного использования энергоносителей и в некоторых случаях снижает качество изделий. Отмеченные недостатки потребовали создания новой системы автоматического управления, позволяющей учитывать технологические параметры твердеющего бетона (температуру и прочность).

Измерение температуры твердеющего бетона современными техническими средствами не вызывает принципиальных затруднений. Поэтому основной задачей при разработке новой системы автоматического управления являлся правильный выбор простого и надежного метода определения прочности твердеющего бетона.

Теоретическими и экспериментальными исследованиями кинетики гидратации цемента и набора прочности твердеющим бетоном установлена возможность использования математической модели, однозначно связывающей рост прочности бетона с температурой и продолжительностью его твердения, а также составом бетонной смеси

$$R = R_{\infty} \times$$

$$\times \frac{\int_0^{\tau} (T_0 + T)^n d\tau + v \frac{R_{\infty}}{R_{\infty} - R_n}}{v + \int_0^{\tau} (T_0 + T)^n d\tau + v \frac{R_{\infty}}{R_{\infty} - R_n}}, \quad (1)$$

где  $R$  — прочность бетона, %  $R_{28}$ ;  $R_{\infty}$  — потенциальный предел прочности бетона, %  $R_{28}$ ;  $R_n$  — прочность бетона к моменту начала термообработки, %  $R_{28}$ ;  $T_0$  — абсолютное значение отрицательной температуры, при которой может прекратиться процесс твердения бетона, °С;

$T$  — текущая температура бетона, °С;  $v$  — коэффициент, зависящий от состава бетона, °С $^n \cdot ч$ ;  $n$  — показатель степени, зависящий от вида и минералогического состава цемента;  $\tau$  — текущее время, ч.

Достоинство данной модели заключается в том, что физический параметр (температура твердеющего бетона) используется для прогноза прочности. Этот фактор позволил упростить систему и отказаться от дополнительных средств контроля прочности твердеющего бетона.

С использованием полученной математической модели была разработана система автоматического управления ТВО бетона, обеспечивающая формирование температурного режима в виде последовательных участков в зависимости от текущей прочности бетона (рис. 1). Основным звеном системы является устройство А351-01, созданное на базе микропроцессорных наборов.

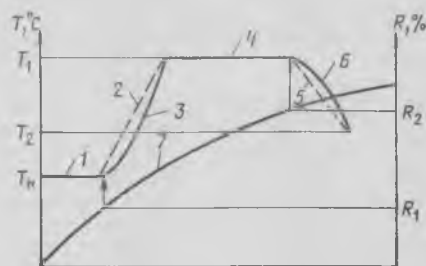


Рис. 1. Температурный режим, формируемый системой управления  
 1 — предварительное выдерживание бетона до достижения прочности  $R_1$ ; 2 — подъем температуры бетона по линейному закону от  $T_n$  до  $T_1$  при  $m=1$ ; 3 — подъем температуры бетона по нелинейному закону при  $m>1$ ; 4 — изотермическое выдерживание при  $T_1$  до достижения прочности  $R_2$ ; 5 — снижение температуры бетона по линейному закону от  $T_1$  до  $T_2$  при  $m=1$ ; 6 — снижение температуры бетона по нелинейному закону при  $m>1$ ; 7 — кривая роста прочности бетона

Предварительное выдерживание бетона осуществляется установкой начальной прочности бетона  $R_1$ , при достижении которой начинается автоматический подъем температуры. Подъем температуры бетона происходит по зависимости

$$T_{n1} = T_n + K_1 \tau^m, \quad (2)$$

где  $T_{n1}$  — значение температуры бетона по программе в стадии ее подъема, °С;  $T_n$  — начальное значение температуры бетона;  $K_1$  — коэффициент скорости подъема температуры бетона;  $\tau$  — время подъема;  $m$  — опытный коэффициент.

Подъем температуры бетона можно осуществлять по линейному закону при  $m=1$  и нелинейному закону при  $m>1$  в прогрессивно возрастающем темпе, а значение  $m$  выбирать в зависимости от принятого способа выдерживания изделий. Подъем температуры заканчивается при достижении температуры изотермического выдерживания  $T_1$ . Оно начинается при достижении температуры  $T_1$  и заканчивается при достижении бетоном требуемой прочности  $R_2$ . Снижение температуры формируется по уравнению, аналогичному (2).

Снижение температуры бетона начинается при достижении прочности бетона  $R_2$  и заканчивается при достижении температуры  $T_2$ .

Кроме того, система позволяет: корректировать продолжительность ТВО в зависимости от заданных режимов твердения и прочности бетона к концу процесса;

исключать тепловые удары на бетон после случайного прекращения подачи теплоносителя переходом на требуемый режим с заданной скоростью при подаче теплоносителя вновь;

контролировать обрыв цепи или датчика с запоминанием температуры бетона в этот момент;

регистрировать фактическую температуру и относительную прочность твердеющего бетона на диаграммной ленте; проверять в любой момент времени фактическую температуру и относительную прочность бетона, а также заданную по программе температуру бетона; сигнализировать о нехватке теплоносителя;

сообщать в аварийных случаях о превышении фактической температуры бетона над заданной по программе и об избытке теплоносителя;

начинать контроль прочности бетона при любой известной начальной прочности.

Система автоматического управления (рис. 2) работает следующим образом. В тепловой объект помещают изделие с установленным в бетоне датчиком температуры, подключенным к аналого-цифровому прибору, преобразующему сопротивление датчика в цифровой код. Сигнал, пропорциональный фактической температуре бетона, поступает в блоки регистрации, индикации, вычисления прочности бетона и вычисления температурного режима и сравнения.

Блок вычисления прочности бетона определяет текущее значение прочности материала с учетом его фактической

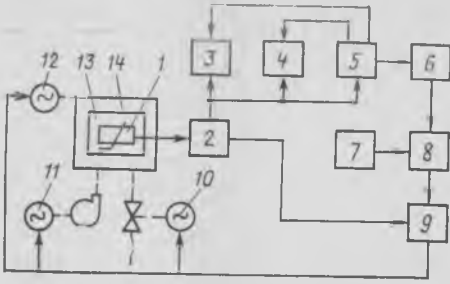


Рис. 2. Структурная схема системы автоматического управления ТВО на базе устройства А351-01

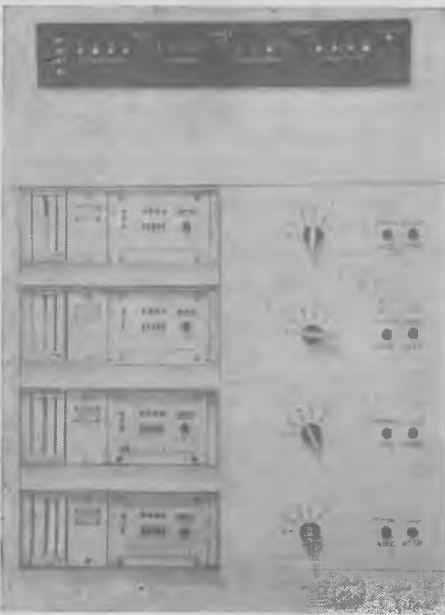
1 — датчик температуры; 2 — аналого-цифровой преобразователь; блоки: 3 — регистрации; 4 — индикации; 5 — вычисления прочности бетона; 6 — программируемой логической матрицы; 7 — формирования времени; 8 — вычисления температурного режима; 9 — сравнения; исполнительные механизмы: 10 — нагрева; 11 — охлаждения; 12 — окончания программы; 13 — изделие; 14 — тепловой объект

температуры моделированием зависимости (1).

Из блока вычисления прочности бетона сигнал, пропорциональный текущему значению прочности бетона, в цифровом коде поступает в блоки регистрации и индикации. Кроме того, сигнал в цифровом коде поступает в блок программируемой логической матрицы, где по его величине устанавливают знак и величину скорости подъема или снижения температуры бетона на основании введенной ранее в блок табличной зависимости. После этого сигнал, пропорциональный значению скорости изменения температуры в цифровом коде, поступает в блок вычисления температурного режима, который формирует кусочно-линейный или кусочно-нелинейный закон изменения температурного режима моделированием соответствующих аналитических зависимостей.

В блок вычисления температурного режима поступает также сигнал, пропорциональный текущему времени, из блока формирования времени и сигнал,

Рис. 3. Щит управления с устройствами А351-01



пропорциональный фактической начальной температуре бетона, из блока аналого-цифрового преобразователя, что позволяет рассчитывать температурный режим для каждого участка режима и выдавать сигнал, пропорциональный расчетному режиму, в цифровом коде в блок сравнения, в который также поступает сигнал, пропорциональный фактической температуре бетона, от блока аналого-цифрового преобразователя.

Блок сравнения позволяет вести температурный режим по отклонению и при изменении фактической температуры бетона на  $1^{\circ}\text{C}$  по сравнению с заданной по программе, выдает сигнал на включение и выключение исполнительного механизма нагрева как в стадии подъема, так и при изотермическом выдерживании.

В стадии снижения температуры бетона и при повышении фактической температуры над заданной по программе блок сравнения выдает сигнал на включение исполнительного механизма охлаждения, а при снижении на  $1^{\circ}\text{C}$  — на его отключение и тем самым регулирует температуру изделия в тепловом объекте. Начало подъема и снижения температуры бетона зависит от прочности бетона, заданной программой. При достижении заданной температуры охлаждения изделия выдается сигнал на исполнительный механизм окончания программы регулирования теплового объекта.

Таким образом формируется температурный режим бетонной конструкции, учитывающий текущую прочность бетона.

В качестве датчика температуры в системе автоматического управления используют термопреобразователи сопротивления ТСМ-0879-01 длиной 80—100 мм, которые устанавливают в бетон после окончания формирования изделия и вынимают после окончания ТВО. В качестве исполнительного механизма нагрева применяют различные регулирующие клапаны с электрическим исполнительным механизмом.

Для получения высокого качества изделий, стабильных результатов контроля прочности бетона по зависимости (1) рекомендуется строго соблюдать установленные соответствующими нормативными документами требования к материалам для приготовления бетонной смеси, перемешиванию и укладке бетонной смеси, а также к параметрам математической модели, вводимым в устройство А351-01.

Система автоматического управления ТВО внедрена на технологических линиях по изготовлению длинномерных мостовых железобетонных балок на Днепропетровском заводе МЖБК. Устройства А351-01 установлены на щитах управления (рис. 3), особенность которых заключается в разбивке на блоки: релейный, сигнализации, приборный, управления, которые соединены между собой разъемами. Это повышает надежность работы и создает удобства при эксплуатации системы.

Длительная эксплуатация системы автоматического управления ТВО с устройствами А351-01 на Днепропетровском заводе МЖБК позволила испытать ее в производственных условиях и выявить эффективность и надежность работы, а устройство А351-01 внедрить в серийное производство.

В настоящее время завод Мукачев-прибор приступил к выпуску устройства А351-01; заявки можно направлять по адресу: 295400, Мукачев, Закарпатской обл., ул. Мира, 151.

Внедрение новой системы автоматического управления ТВО на заводах сборного железобетона должно осуществляться в соответствии с методическими указаниями, разработанными во ВНИИ транспортного строительства.

На ВДНХ СССР

## Новая технология изготовления облегченных штампованных закладных деталей

Прежняя технология производства облегченных штампованных закладных деталей требовала применения трех штампов, на каждом из которых приходилось выполнять ряд последовательных технологических операций — резку, гибку, пробивку отверстий.

Изготовление облегченных штампованных закладных деталей по новой технологии осуществляется на одном комбинированном штампе, где одновременно выполняются все вышеперечисленные технологические операции с выдачей готовых изделий.

Изготовление облегченных штампованных закладных деталей по новой технологии на комбинированном штампе позволило в 3 раза повысить производительность труда, на 3 человека сократить численность обслуживаемого персонала.

Годовой экономический эффект — 8—10 тыс. р.

Новая технология внедрена на заводе ЖБИ № 18 Главмоспромстройматериалов.

Разработчик — НИЛ ФХММ и ТП, 105058, Москва, ул. Ткацкая, 46.

# Нагрев бетона в опалубках и формах с покрытиями из электропроводных полимеров

Проведенные в МИСИ им. В. В. Куйбышева исследования позволили установить важное свойство электропроводящих полимеров, применяемых в качестве термоактивных покрытий греющих опалубок и термоформ. Известно [1], что при механическом диспергировании частиц токопроводящего наполнителя в объеме полимера неизбежен выход части проводящих цепочек на его поверхность. Поскольку в процессе бетонирования и тепловой обработки полимерное покрытие находится в механическом контакте с твердеющим бетоном, обладающим ионной проводимостью, между ними устанавливается и электрический контакт. Это создает предпосылки для реализации наряду с кондуктивным нагревом и электропрогрева бетона.

Для проверки этого предположения исследовали токовые параметры различных схем подключения токоведущих электродов, применяемых при электропрогреве.

Установлено, что для всех схем при работе полимерных покрытий в контакте с твердеющим бетоном фазовая сила тока значительно выше, чем при работе в воздушной среде. При этом чем выше удельное электросопротивление материала покрытия  $\rho_p$ , тем выше доля тока, протекающего по бетону. Так, при коммутации электродов по схеме периферийного электропрогрева при величине удельного электросопротивления покрытия более  $1 \text{ Ом}\cdot\text{м}$  сила тока, протекающего по бетону, в  $3..9$  раз превышает силу тока, текущего по покрытию. При  $\rho_p \geq 1,6 \text{ Ом}\cdot\text{м}$  в системе «покрытие — бетон» реализуется практически лишь периферийный электропрогрев (рис. 1). Оказалось, что для малых значений  $\rho_p (\leq 0,05 \text{ Ом}\cdot\text{м})$  общая проводимость системы во всем исследуемом диапазоне толщин конструкций ( $H$  от  $0,1$  до  $0,5$  м), расстояний между электродами ( $b$  от  $0,15$  до  $0,4$  м) и удельных электросопротивлений бетона ( $\rho_b$  от  $5$  до  $20 \text{ Ом}\cdot\text{м}$ ) выше, чем у такой же системы стальных полосовых электродов. Это свидетельствует о растекании тока по покрытию, в результате которого площадь токообмена у пары электродов, запрессованных в покрытие, увеличивается.

Наиболее заметен эффект растекания тока по покрытию при коммутации электродов по схеме сквозного электропрогрева. Он проявляется в значительном повышении силы тока при равнозначном закоммутированных пластин из электропроводного полимера по сравнению с аналогично закоммутированными стальными полосовыми электродами той же ширины (рис. 2). Как и при периферий-

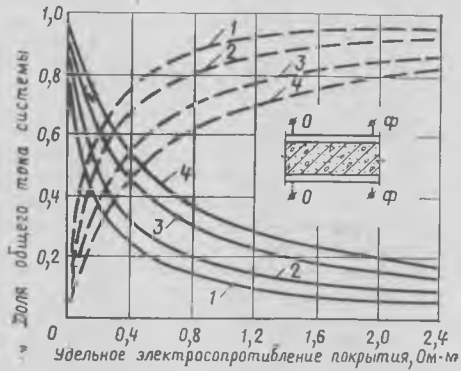


Рис. 1. Зависимость доли тока, протекающего по покрытию (—) и бетону (---) от удельного электросопротивления материала

Величина удельного электросопротивления бетона: 1,1' —  $5 \text{ Ом}\cdot\text{м}$ ; 2,2' —  $8 \text{ Ом}\cdot\text{м}$ ; 3,3' —  $15 \text{ Ом}\cdot\text{м}$ ; 4,4' —  $20 \text{ Ом}\cdot\text{м}$

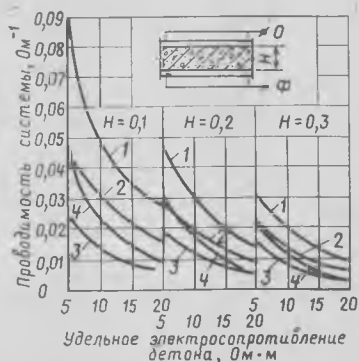
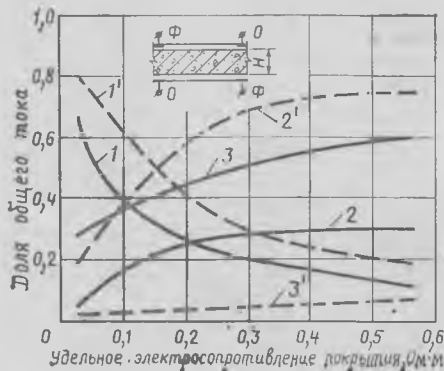


Рис. 2. Зависимость проводимости образцов размерами  $0,2 \times 0,2 \times H$  от удельного электросопротивления бетона при различном  $\rho_p$  1 —  $0,03 \text{ Ом}\cdot\text{м}$ ; 2 —  $0,3 \text{ Ом}\cdot\text{м}$ ; 3 —  $2,7 \text{ Ом}\cdot\text{м}$ ; 4 — стальные нашивные электроды



ном электропрогреве, эта разница тем более значительна, чем меньше расстояние между разнофазными электродами. Сопоставление результатов исследований с расчетами [2] показало, что данная схема занимает промежуточное положение между полосовыми и пластинчатыми электродами. Чем выше удельное электросопротивление полимера, тем более она приближается к схеме сквозного электропрогрева с применением полосовых электродов, и чем ниже  $\rho_p$ , тем в большей степени напоминает систему пластинчатых электродов.

При смешанной коммутации токоведущих электродов полимерных покрытий общая фазовая сила тока системы и сила тока, протекающего по полимерному покрытию, уменьшается с повышением удельного электросопротивления полимера. Если же взять значения их составляющих в долях от суммарного значения силы тока системы, то можно увидеть, что по мере роста  $\rho_p$  доля силы тока, приходящегося на периферийные слой и ядро конструкции, растет (рис. 3). При этом темп изменения и соотношение их в значительной степени зависят от толщины прогреваемой конструкции.

При применении покрытий удельным сопротивлением порядка  $0,3 \text{ Ом}\cdot\text{м}$ , удельным сопротивлением бетона до  $10 \text{ Ом}\cdot\text{м}$  и толщиной конструкции до  $0,2$  м сила тока, протекающего через толщу (ядро) конструкции, вполне сопоставима с силой тока, текущего по периферийным слоям и покрытию. Так, при  $b=0,2$  м,  $H=0,1$  м и  $\rho_b=5 \text{ Ом}\cdot\text{м}$  доля тока, протекающего по ядру конструкции, составляет  $51,3\%$ , а по периферийным слоям —  $28,5\%$ , при  $H=0,2$  м — соответственно  $21,3$  и  $52,5\%$ . По мере роста удельного электросопротивления бетона удельный вес силы тока, протекающего по бетону, уменьшается. Так, при  $H=0,1$  м и  $\rho_b=20 \text{ Ом}\cdot\text{м}$  доля тока, текущего через толщу конструкции, составляет лишь  $15\%$ , а по периферии —  $7,6\%$ , и при  $H=0,2$  м — соответственно  $7,3$  и  $13,7\%$ .

Наличие арматуры способствует изменению в картине токообмена элементов рассматриваемых схем. При прочих равных условиях суммарная сила тока возрастает и тем значительнее, чем выше проводимость бетона, гуще и массивнее

Рис. 3. Зависимость доли тока, текущего по покрытию (1), периферийным слоям (2) и ядру (3) изделия, от удельного электросопротивления материала покрытия ( $\rho_p=5 \text{ Ом}\cdot\text{м}$ ) при величине  $H$ : 1-3 —  $0,1$  м; 1'-3' —  $0,4$  м



арматура и, главное, меньше толщина защитного слоя конструкции. Однако при отсутствии прямого заземления арматура не оказывает экранирующего действия, и значительная часть тока проникает в заарматурное пространство.

Исследования позволили предложить способ\* комбинированного электронагрева немассивных конструкций в опалубках и формах с покрытиями из электропроводных полимеров. При этом можно использовать две основные системы нагрева. Первая (регулируемая) предполагает на стадии подъема температуры применение коммутации токоведущих электродов по схеме сквозного электропрогрева. По достижении температур изотермического прогрева токоведущие электроды переключаются на схему периферийного электропрогрева, которая позволяет осуществить плавный переход к изотермическому выдерживанию бетона. По мере роста удельного электросопротивления бетона, связанного с его твердением, периферийный электропрогрев самопроизвольно затухает. Температура изотермического прогрева поддерживается с помощью кондуктивного обогрева. Для реализации этой системы целесообразно применять электропроводные полимеры с малым удельным электросопротивлением ( $\rho_{\text{п}} < 0,1 \text{ Ом}\cdot\text{м}$ ).

Вторая система (саморегулирующая) предполагает постоянную расфазировку токоведущих электродов по смешанной схеме и постоянное напряжение на них.

\* А. с. 1158722. Способ возведения монолитных железобетонных конструкций и устройство для его осуществления / В. С. Абрамов, А. Б. Веселовский, А. П. Лосото, Т. М. Штоль. — Открытия. Изобретения, 1985, № 20.

При этом на начальной стадии тепловой обработки бетона, когда его удельное электросопротивление относительно невелико, наряду с кондуктивным нагревом автоматически реализуются сквозной и периферийный электропрогревы. Они оказывают превалирующее влияние на тепловой режим прогреваемой конструкции. По мере роста  $\rho_{\text{э}}$  электропрогрев самопроизвольно затухает, и из составляющих системы остается лишь кондуктивный нагрев, который служит для поддержания температуры изотермического прогрева. Для реализации этой системы термообработки предпочтительнее применять полимеры с удельным электросопротивлением от 0,3 до 1,0 Ом·м.

Регулируемый метод комбинированного нагрева прошел производственную проверку на ряде строек и заводов. Так, он применялся на Подольском сельском строительном комбинате при изготовлении плит П-4А размером  $1780 \times 1580 \times 120$  мм животноводческих зданий из керамзитобетона марки М200, облицованных керамзитобитумными плитками, и при изготовлении плит П-5 размером  $2850 \times 1580 \times 70$  мм из тяжелого бетона марки М300. Плиты изготовляли в обычных многоместных стальных формах, оснащенных специальными деревянными крышками. Регулируемый комбинированный электронагрев использовался также на заводе ЖБИ № 15 Харьковжилстроя при выпуске в универсальных сборно-переналаживаемых электротермоформах плит каналов П-4Д размером  $2990 \times 1800 \times 120$  мм и П-5Д размером  $2990 \times 2400 \times 160$  мм из тяжелого бетона марки М300. В обоих случаях поддоны форм и крышки облицовывали электропроводным полипропиленом. С помощью

саморегулирующегося электронагрева в зимних условиях выполнялась термообработка монолитных подпорных стенок толщиной 150 мм на строительстве склада огнеупоров и флюсов металлургического завода в Электростали.

Опыт показал, что применение предложенного способа термообработки позволяет по сечению прогреваемых конструкций уменьшить температурные перепады, которые свойственны кондуктивному нагреву, особенно изделий из бетонов с низкой теплопроводностью. Благодаря этому удается повысить скорость их разогрева и на 1,5...2 ч сократить продолжительность тепловой обработки при обеспечении высокого качества.

Электропроводные полимеры, применяемые в технологии зимнего бетонирования, в частности полипропилен, обладают достаточной долговечностью. Являясь гидрофобными материалами, стойкими к воздействию щелочей и кислот, полимерные покрытия надежно защищают фанерную опалубку от агрессивных воздействий со стороны бетона. Эти материалы характеризуются невысокой истираемостью и небольшой адгезией к бетону [3] и заслуживают широкого внедрения в производство.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гуль В. Е., Шенфиль Л. З. Электропроводящие полимерные композиции. — М.: Химия, 1984.
2. Руководство по электротермообработке бетона. — М.: Стройиздат, 1974.
3. Бетонирование монолитных конструкций в греющей опалубке с электропроводными полимерными покрытиями. Автореф. дисс. на соиск. учен. степени канд. техн. наук М., 1982.

## В помощь проектировщику

УДК 691.327:666.973:666.982.24

Ю. В. ЧИНЕНКОВ, д-р техн. наук,  
Т. А. КУЗЬМИЧ, С. С. ЕГИЯН, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

## Расширение использования эффективной арматуры в легких бетонах низких марок

СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» предусматривает в конструкциях из легкого бетона марок М 100 и ниже ограничение расчетного сопротивления арматуры диаметром 10 мм и более введением понижающего коэффициента условий работы  $m_{\text{ас}}$ . Снижение расчетного сопротивления зависит от диаметра и класса арматуры, марки бетона и достигает 25%.

Между тем испытания стеновых панелей из легких бетонов низкой прочности с арматурой диаметром 10 мм и более в последние годы показали, что их разрушение наступает после достижения

арматурой предела текучести [1]. Полное использование арматуры диаметром 10...16 мм в таких бетонах имело место и при испытании лабораторных образцов [2—4]. Однако имеющихся данных было недостаточно для обоснования снятия в нормах ограничений по использованию арматуры.

В лабораториях легких бетонов и конструкций НИИЖБ были выполнены направленные и широкие испытания на лабораторных образцах (22 балки) и конструкциях (5 панелей) с привлечением результатов испытаний из опубликованных работ.

Балки имели длину 330 см, расчетный

пролет 300 см и сечение  $25 \times 50$  см. Арматура их выполнена из стержней диаметрами 6...25 из стали класса А-III и диаметрами 4 и 5 мм из стали класса Вр-I. Стержни диаметрами 20 и 25 мм, а также часть арматуры диаметром 16 мм имели по концам анкеры. Размеры и армирование балок конструктивно близки стеновым панелям.

Стеновые панели длиной 6 м, сечением  $25 \times 120$  см были армированы стержнями диаметрами 12, 14, 16 и 18 мм из стали класса А-III, объединенных в 5, 4, 3 и 2 плоских каркаса (рис. 1). При этом суммарное усилие, воспринимаемое арматурой каждой панели, было прак-

тически одинаково.

Балки и панели изготавливали из керамзитобетона плотной структуры на керамзитовом песке плотностью около 1000 кг/м<sup>3</sup>. Кубиковая прочность бетона балок изменялась от 2,7 до 7,1 МПа, а панелей — от 2,3 до 4,7 МПа. При испытании балки загружали двумя сосредоточенными силами в четвертях пролета. Панели испытывали в рабочем положении на стенде при одновременном действии горизонтальной и вертикальной нагрузок, прикладываемых соответственно в восьми точках по высоте и длине и в четырех точках по длине. Угол наклона равнодействующей внешних сил к вертикали составлял 35°30' (рис. 2).

Балки с арматурой диаметрами от 12 до 25 мм из стали класса А-III разрушались в зоне чистого изгиба при достижении предела текучести, если обеспечивалась прочность их приопорных участков и достаточная анкеровка. Сдвига арматуры относительно бетона по торцам балок отмечено не было. Достижение напряжений, равных пределу текучести, подтверждается не только значительным раскрытием трещин и увеличением прогибов балок перед разрушением, но и заемами средних деформаций арматуры. С учетом работы растянутого бетона между трещинами эти деформации превышали деформации, соответствующие началу текучести арматуры. Теоретически несущая способность балок по СНиП II-21-75 при фактических характеристиках бетона и напряжениях в арматуре, сниженных с учетом коэффициента  $m_{a5}$ , была на 35...65% меньше опытной. Расчет при напряжениях, равных пределу текучести, дает результаты, близкие к опытным — разница не превышает 5% (табл. 1).

Таблица 1

Вид и марка образца	R/R <sub>пр</sub> бетона, МПа	$\sigma_t$ арматуры, МПа	Разрушающий момент, кНм		
			расчет		
			M <sub>оп</sub>	по СНиП II-21-74	при напряжениях в арматуре $\sigma_t$ МПа
Балки					
Б12	6,1/5,8	442,8	22,1	15,3	21,3
Б12Д	6,1/5,9	421,4	20,5	15,1	20,0
Б20А	2,9/2,6	425,4	24,2	14,7	23,4
Б25А	4,5/4,2	437,0	35,7	22,4	34,0
Панели					
ПСЛ3-14И	4,7/3,1	413	301	177	304
ПСЛ3-14	2,3/2,2	415	304	145	297
ПСЛ4-12	3,8/3,4	420	292	187	286
ПСЛ5-12	4,4/3,7	408	301	210	298

Все панели разрушались в средней части пролета по нормальному сечению при напряжениях в арматуре, равных или больших предела текучести, что подтверждается замеренными ее средними деформациями. Полученные величины разрушающих нагрузок сравнены с теоретическими при расчете на косой изгиб по СНиП II-21-75 по разработанной в НИИЖБ программе на ЭВМ с учетом рекомендуемого коэффициента  $m_{a5}$  и

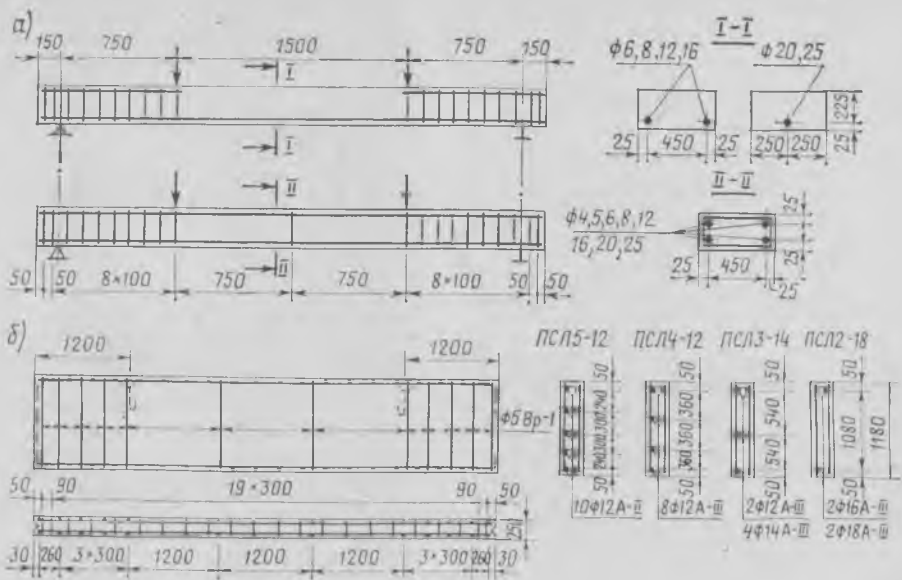


Рис. 1. Конструкция балок (а) и панелей (б)

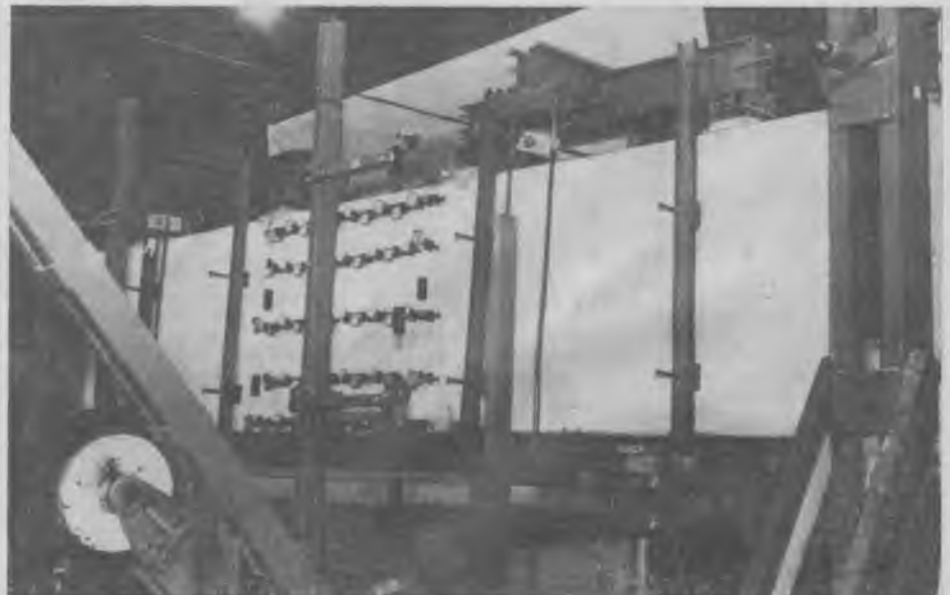
без его учета. Получено, что теоретическая несущая способность панелей с учетом коэффициента  $m_{a5}$  в 1,5...2 раза меньше опытной, а без учета — близка опытной, разница не превышала 2%. Расчет панелей выполняли так же, как и балок, при фактических характеристиках бетона, арматуры и геометрии образцов.

Были также рассчитаны 37 балок, испытанных и описанных в [2—5], и 11 стеновых панелей, испытанных в НИИЖБ. Образцы были изготовлены из различных видов легких бетонов прочностью 2,3...10 МПа. Балки имели арматуру диаметрами 10...16 мм из стали класса А-III и диаметрами 10 и 12 мм из стали класса А-II, а панели — диаметром 12 мм из стали класса А-III и диаметрами 10...16 мм из стали класса А-II. Анализ показал, что при обеспечении достаточ-

ной анкеровки арматуры на приопорных участках балки разрушались по нормальному сечению при достижении в арматуре напряжений, равных пределу текучести. Также в средней зоне при достижении арматурой предела текучести разрушались и стеновые панели. При расчете несущей способности образцов при напряжениях в арматуре, равных пределу текучести, теоретические разрушающие нагрузки близки к опытным. При расчете с учетом коэффициента  $m_{a5}$  опытные разрушающие нагрузки превышают теоретические на 35...65% в балках и вдвое в панелях (рис. 3).

Балки со стержневой арматурой диаметрами 6 и 8 мм из стали класса А-III без площадки текучести разрушались также в зоне чистого изгиба при напряжениях, превышающих условный предел текучести  $\sigma_{0,2}$ , а с проволочной армату-

Рис. 2. Общий вид испытания панели



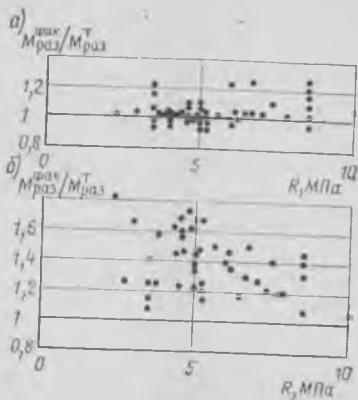


Рис. 3. Сравнение несущей способности испытанных образцов и образцов из работ [2—5] по расчету и из опыта а и б — расчет соответственно без учета и с учетом коэффициента  $m_{ас}$

рой диаметрами 4 и 5 мм из стали класса Вр-1 — при достижении временного сопротивления разрыву  $\sigma_b$ . Для балок со стержневой арматурой теоретические значения разрушающих нагрузок при расчете по СНиП II-21-75 с учетом фактических значений  $\sigma_{0,2}$  меньше фактических на 20...30%, а для балок с проволоочной арматурой при расчете с напряжениями в арматуре 0,75  $\sigma_b$  — на 25% (табл. 2). При наличии такой арматуры расчет по прочности можно вести в соответствии со СНиП II-21-75 при повышенных напряжениях, учитываемых коэффициентом  $m_{а4}$ . Принимая во внимание необходимость ограничения напряжений в арматуре при эксплуатационных нагрузках величиной  $\sigma_{0,2}$ , расчетных сопротивлений арматуры — 0,75  $\sigma_b$  и максимальных деформаций арматуры при разрушении — около 1%, наибольшая величина коэффициента  $m_{а4}$  может быть принята равной 1, 2 [6]. С учетом этих рекомендаций величины фактических нагрузок при разрушении получают больше теоретических при стержневой арматуре на 6...20%, при проволоочной — на 11...12%.

Часть балок с арматурой диаметром 16 мм разрушилась от продергивания ее на опорах, разрушение происходило

из-за недостаточной анкеровки. При расчете образцов по прочности по наклонному сечению на действие изгибающего момента напряжения в продольной арматуре уменьшали на длине зоны анкеровки с учетом коэффициента условий работы в соответствии с требованиями СНиП II-21-75. Длины зоны анкеровки определяли расчетом по формуле (173) норм с учетом фактических характеристик арматуры и бетона и геометрии конструкций. При этом теоретические разрушающие моменты в наклонном сечении были близки полученным в опыте: по балкам, испытанным авторами статьи, до 3%, по балкам из опубликованных работ — до 11%. Кроме того, выполнен расчет по прочности в наклонном сечении с учетом снижения напряжений в арматуре (как продольной, так и поперечной) за счет коэффициента  $m_{а5}$ . В этом случае фактическая несущая способность превышала расчетную на 22—40%.

Как показывают расчеты балок [5], послуживших обоснованием для введения в нормы коэффициента  $m_{а5}$ , недоиспользование здесь арматуры в середине пролета явилось следствием преждевременного разрушения их от нарушения анкеровки на опорах.

Результаты исследования учтены в новой редакции СНиП 2.03.01-83 на проектирование бетонных и железобетонных конструкций (взамен СНиП II-21-75) для элементов из легких бетонов проектной марки М 100 и ниже. В частности, исключен понижающий расчетные сопротивления арматуры коэффициент условий работы  $m_{а5}$ , а величина наибольшего диаметра продольной арматуры в изгибаемых элементах из условия ее анкеровки на опорах в стеновых панелях уменьшена до 16 мм.

НИИЖБ совместно с ЭКБ ЦНИИСК разработаны рабочие чертежи панелей с усовершенствованным и сниженным армированием в типовой опалубке серии 1.432-14/80. Проведены испытания опытных образцов таких панелей, они рекомендованы для применения в экспериментальном строительстве. Расчет показал, что наряду со снижением расхода 1,6 кг стали на 1 м<sup>2</sup> стены обеспечивает-

ся уменьшение стоимости до 0,4 р. Внедрение опытных панелей начато на заводе ЖБК Главивановостроя. Объем внедрения в 1984 г. составил 30 тыс. м<sup>2</sup>, стоимость панелей снизилась на 8,6 тыс. р., расход стали — на 48 т, а трудоемкость — на 187 чел.-дн. При годовом объеме производства стеновых панелей по стране 7,5 млн. м<sup>2</sup> и переходе на усовершенствованное армирование экономический эффект может составить 1,85 млн. р. при снижении расхода стали 7,1 тыс. т, что позволит высвободить 170 чел.

#### Выводы

В изгибаемых элементах из легких конструкционно-теплоизоляционных бетонов марок М 50...М 100, так же как и в элементах из конструкционных бетонов, арматура классов А-II и А-III диаметром до 16 мм включительно используется с полным расчетным сопротивлением, что позволяет рекомендовать вести их расчет без учета понижающего коэффициента  $m_{а5}$ . С арматурой без площадки текучести при расчете рекомендуется учитывать повышающий коэффициент  $m_{а4} \leq 1,2$ .

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Чиненков Ю. В., Кузьмич Т. А., Полегаев В. В. Совершенствование армирования однослойных стеновых панелей. — Бетон и железобетон, 1981, № 1.
2. Пицаев И. Ф. Исследование деформативности и трещиностойкости изгибаемых элементов из шлакопемзобетона. Автореф. дисс. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. Днепропетровск, 1979.
3. Дейнеко О. С. Прочностные и деформативные свойства легких бетонов пониженной плотности и особенности их работы в изгибаемых элементах. Автореф. дисс. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. М., 1983.
4. Ростомьян Л. Ф. Экспериментально-теоретические исследования перлитобетона для несущих и ограждающих конструкций. Автореф. дисс. на соиск. учен. степени канд. техн. наук, М., 1965.
5. Корнев Н. А., Кудрявцев А. А. Расчет конструкций из легких бетонов марок 100 и ниже. М.: Стройиздат, 1967.
6. Гвоздев А. А., Дмитриев С. А., Гуца Ю. П. и др. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1978.

Таблица 2

Марка балки	R/Rпр бетона, МПа	Арматура			Разрушающий момент, кНм			
		диаметр, мм, и класс	$\sigma_{0,2}$ , МПа	$\delta_{пр}$ , МПа	$M_{оп}$	расчет при напряжениях в арматуре, равных		
						$\delta_{в}$ МПа	$\sigma_{0,2}$ (0,75 $\delta_{в}$ ) МПа	$\delta_{0,2} \cdot m_{а4}$ (0,75 $\delta_{в} \cdot m_{а4}$ ) МПа
Б6	4,3/3,9	6, А-III	447	693	8,7	9,2	6,1	7,0
Б6Д	4,3/4,3		488	696	8,9	9,3	6,6	7,7
Б8	5,5/5,8	8, А-III	471	730	13,1	14,5	9,3	12,3
Б8Д	7,1/6,3		485	760	12,5	14,7	9,8	11,7
Б4Д	4,7/4,4	4Вр-1	512	683	4,3	4,3	3,2	3,8
Е4Д	4,5/4,2		494	659	3,7	3,7	2,8	3,3
Б5Д	5,5/5,3	5, Вр-1	402	536	4,7	4,6	3,5	4,2
Б5Д	5,8/5,7		440	587	5,2	5,2	3,9	4,6

#### Новые книги

Экономия цемента в строительстве / Под ред. З. Б. Энтина — М.: Стройиздат, 1985.

Гохман В. И. Перспективное планирование промышленности строительных материалов. — М.: Стройиздат, 1985.

Крюков Р. В. Гибкая технология домостроительного производства. — М.: Знание, 1985.

Лисенко В. А. Защитно-конструкционные полимеррастворы в строительстве. — Киев, Будивельник, 1985.

Применение показателя нормативной чистой продукции на предприятиях строительной индустрии. / Е. И. Заболотский и др. — Киев, Будивельник, 1985.

Технология строительного производства: Учеб. для вузов. / Под общ. ред. С. С. Атаева. — 2-е изд., перераб., доп. — Минск, Высш. шк., 1985.

А. Б. ПИРАДОВ, д-р техн. наук, В. И. АРОБЕЛИДЗЕ, канд. техн. наук,  
Т. Г. ХУЦИШВИЛИ, инж. (ГрузНИИЭГС)

## К расчету несущей способности внецентренно сжатых элементов

Расчет несущей способности внецентренно сжатых железобетонных элементов по СНиП II-21-75 часто приводит к несоответствию опытных и рассчитанных величин [1]. Это результат неточности в определении плеча внутренней пары сил, усилий в сжатой зоне бетона и растянутой или менее сжатой арматуре, связанный с формой эпюры сжатой зоны и положением ее центра тяжести, а также с предельной сжимаемостью бетона.

Перечисленные недостатки в значительной степени могут быть устранены учетом при расчете фактических кривых бетона и стали, причем закон деформирования по высоте сечения принимают линейным (гипотеза плоских сечений).

Полная кривая  $\sigma-\epsilon$  легкого бетона при центральном сжатии (рис. 1), вводимая в расчет, построена на основе обобщенных для различных видов легкого бетона формул модуля упругости, коэффициента упругости и экспериментально определенных значений нисходящего участка [2].

Разбив кривую  $\sigma-\epsilon$  на восходящий и нисходящий участки, описали ее двумя полиномами третьей степени:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_6}{R_{пр}} &= c_1 \frac{\epsilon_6}{\epsilon_6^0} + c_2 \left( \frac{\epsilon_6}{\epsilon_6^0} \right)^2 + c_3 \left( \frac{\epsilon_6}{\epsilon_6^0} \right)^3 \text{ при } 0 \leq \frac{\epsilon_6}{\epsilon_6^0} \leq 1; \\ \frac{\sigma_6}{R_{пр}} &= n_1 + n_2 \frac{\epsilon_6}{\epsilon_6^0} + n_3 \left( \frac{\epsilon_6}{\epsilon_6^0} \right)^2 + n_4 \left( \frac{\epsilon_6}{\epsilon_6^0} \right)^3 \text{ при } 1 \leq \frac{\epsilon_6}{\epsilon_6^0} \leq \frac{\epsilon_6^u}{\epsilon_6^0} \end{aligned} \right\} (1)$$

где  $\epsilon_6$  — относительная деформация, соответствующая напряжению в бетоне

$\sigma_6$ ;  $\epsilon_6^0$  — относительная деформация бетона, соответствующая  $R_{пр}$ ;  $\epsilon_6^u$  — предельная относительная деформация бетона при центральном сжатии [2]:

$$\epsilon_6^u = 93,4 \sqrt[3]{R_{пр}} 10^{-5}. \quad (2)$$

Коэффициенты в уравнении (1) для приведенной на рис. 1 кривой  $c_1 = 1,4835$ ;  $c_2 = -0,6432$ ;  $c_3 = 0,1597$ ;  $n_1 = -31,35$ ;  $n_2 = -83,5166$ ;  $n_3 = 76,5$ ;  $n_4 = -23,3333$ ;  $\epsilon_{ц} \epsilon_6^0 = 1,3$ . Расчет можно производить для произвольных коэффициентов и при произвольном отношении  $\epsilon_{ц}/\epsilon_6^0$ .

Учитывая, что при внецентренном сжатии предельная деформация более нагруженного волокна бетона больше, чем при центральном, примем ее зависящей от величины эксцентриситета приложения нагрузки. Имеющиеся экспериментальные данные позволили зависимость между максимальными деформациями бетона при центральном и внецентренном сжатии записать в виде

$$\frac{\epsilon_6^{мн}}{\epsilon_6^0} = \left[ 1 + 0,7 \left( 1 - e^{-\frac{2e_0}{h}} \right) \right] \frac{\epsilon_6^u}{\epsilon_6^0}, \quad (3)$$

где  $e_0$  — эксцентриситет приложения нагрузки;  $h$  — высота сечения.

При переходе от центрального сжатия к внецентренному вторая ветвь кривой  $\sigma-\epsilon$  при центральном сжатии меняется таким образом, чтобы любая точка  $A'$  с абсциссой  $x'$  переходила в точку  $A^*$  с абсциссой

$$x^* = (x' - 1) \frac{\frac{\epsilon_6^{мн}}{\epsilon_6^0} - 1}{\frac{\epsilon_6^u}{\epsilon_6^0} - 1} + 1$$

и при этом не меняла ординату  $y'$  (см. рис. 1).

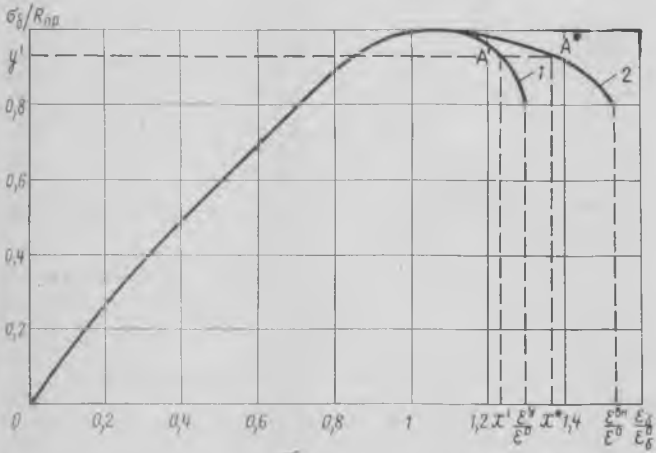


Рис. 1. Зависимость  $\sigma-\epsilon$  легкого бетона при центральном (1) и внецентренном (2) сжатии

С учетом этого уравнение второй ветви при внецентренном сжатии примет вид

$$\left( \frac{\sigma_6}{R_{пр}} \right)_{II} = k_1 + k_2 \frac{\epsilon_6}{\epsilon_6^0} + k_3 \left( \frac{\epsilon_6}{\epsilon_6^0} \right)^2 + k_4 \left( \frac{\epsilon_6}{\epsilon_6^0} \right)^3 \text{ при } 1 \leq \frac{\epsilon_6}{\epsilon_6^0} \leq \frac{\epsilon_6^{мн}}{\epsilon_6^0}, \quad (4)$$

где  $k_1 = n_1 + n_2 n + n_3 n^2 + n_4 n^3$ ;  $k_2 = (n_2 + 2n_3 n + 3n_4 n^2) m$ ;  $k_3 = (n_3 + 3n_4 n) m^2$ ;  $k_4 = n_4 m^3$ ;  $m = \frac{\frac{\epsilon_6^{мн}}{\epsilon_6^0} - 1}{\frac{\epsilon_6^u}{\epsilon_6^0} - 1}$ ;  $n = 1 - m$ .

Учитывая принятую гипотезу плоских сечений, уравнение эпюры деформации (рис. 2).

$$\epsilon_6 = -\frac{\epsilon_6^{мн}}{x} y + \epsilon_6^{мн}, \quad (5)$$

где  $y$  — текущая координата по высоте сечения;  $x$  — высота сжатой зоны бетона.

Подставляя (5) в выражения (1) и (4), получим уравнение эпюры напряжений сжатой зоны бетона при внецентренном сжатии

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_6}{R_{пр}} &= c_1 \frac{\epsilon_6^{мн}}{\epsilon_6^0} \left( 1 - \frac{y}{x} \right) + c_2 \left( \frac{\epsilon_6^{мн}}{\epsilon_6^0} \right)^2 \left( 1 - \frac{y}{x} \right)^2 + c_3 \left( \frac{\epsilon_6^{мн}}{\epsilon_6^0} \right)^3 \left( 1 - \frac{y}{x} \right)^3 \text{ при } z x \leq y \leq x; \end{aligned} \right\} (6)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_6}{R_{пр}} &= k_1 + k_2 \frac{\epsilon_6^{мн}}{\epsilon_6^0} \left( 1 - \frac{y}{x} \right) + k_3 \left( \frac{\epsilon_6^{мн}}{\epsilon_6^0} \right)^2 \left( 1 - \frac{y}{x} \right)^2 + k_4 \left( \frac{\epsilon_6^{мн}}{\epsilon_6^0} \right)^3 \left( 1 - \frac{y}{x} \right)^3 \text{ при } 0 \leq y \leq z x, \end{aligned} \right\}$$

где  $z = 1 - \epsilon_6^0 / \epsilon_6^{мн}$ .

Интегрированием уравнения (6) по  $y$  через высоту сжатой зоны  $x$  можно выразить площадь эпюры сжатой зоны бетона  $F_{эп}$  и расстояние от центра тяжести этой эпюры до края сечения  $y_c$ . Рассмотрим элементы прямоугольного сечения.

В случаях больших эксцентриситетов (см. рис. 2):

$$\begin{aligned} \frac{F_{эп}}{R_{пр}} \int_0^{zx} \left( \frac{\sigma_6}{R_{пр}} \right)_{II} dy + \int_{zx}^x \left( \frac{\sigma_6}{R_{пр}} \right)_I dy; \quad (7) \\ \frac{y_c}{R_{пр}} = \frac{1}{F_{эп}} \left[ \int_0^{zx} y \left( \frac{\sigma_6}{R_{пр}} \right)_{II} dy + \int_{zx}^x y \left( \frac{\sigma_6}{R_{пр}} \right)_I dy \right], \quad (8) \end{aligned}$$

где  $(\sigma_6/R_{пр})_I$  и  $(\sigma_6/R_{пр})_{II}$  — уравнения первой и второй ветвей эпюры напряжений бетона из выражения (6).

В случаях малых эксцентриситетов (см. рис. 2)  $F_{эп}$  и  $y_c$  определяют аналогично, но границы интегрирования во

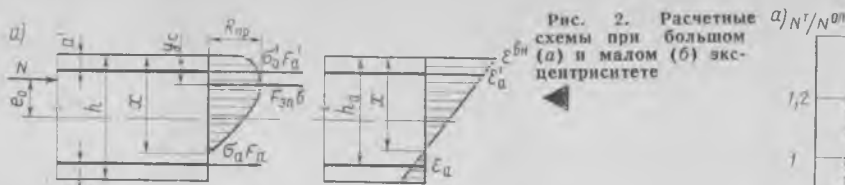


Рис. 2. Расчетные схемы при большом (а) и малом (б) эксцентриситете

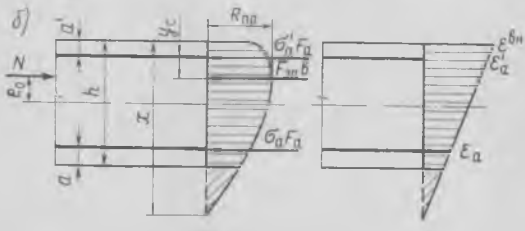
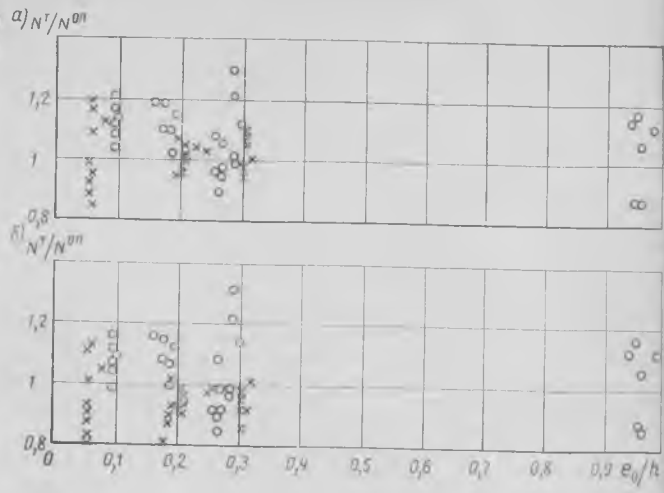


Рис. 3. Сопоставление опытных и теоретических значений несущей способности по рекомендуемой методике (а) и формулам СНиП II-21-75 (б) О — данные авторов; X — [1]



Характеристика материалов			Опытные данные				Расчетные данные			
$R_{лр}, \text{ МПа}$	$\sigma_T, \text{ МПа}$	$F_a = F'_a, \text{ см}^2$	$b, \text{ см}$	$h, \text{ см}$	$e_0, \text{ см}$	$N, \text{ кН}$	$N, \text{ кН}$	$\sigma'_a, \text{ МПа}$	$\sigma_a, \text{ МПа}$	$x, \text{ см}$
25,2	323	1,57	10,2	10,1	1,0	284	286/273*	323/344	220/146	7,8/11,2
25,2	323	1,57	10,1	10,2	1,9	250	233/227	323/346	65/43	6,8/9,3
25,2	323	1,57	10,6	10,2	2,9	188	194/190	323/348	-67/-88	5,8/7,8
21,6	322	2,26	15,3	29,7	8,0	552	596/561	322/322	-123/-151	16,7/21,8
21,6	322	2,26	14,5	30,8	29,8	114	107/106	322/322	-322/-322	3,4/4,4
15,7	444	4,02	21,2	39,1	2,1	1289	1461/1383	444/440	337/181	34,5/59,6
19,4	429	4,02	21,3	39,0	8,2	1147	1218/1141	429/430	-13/-42	25,4/33,3
45,0	445	4,02	21,3	39,3	11,9	1818	1873/1846	445/445	-148/-329	18,3/25,7
25,6	400	1,57	20,0	16,0	3,0	550	585/544	400/400	113/29	9,9/13,1
24,1	400	1,57	20,0	16,0	10,0	160	156/152	-400/400	-400/-400	3,3/4,2
25,4	400	1,57	20,0	15,0	2,0	600	643/593	400/400	247/109	10,7/14,5

\* Перед чертой — по СНиП II-21-75; после черты — по предлагаемой методике.

вторых слагаемых выражений (7), (8) будут меняться от  $xh$  до  $h$ ;  $x$  — условная (фиктивная) высота сжатой зоны бетона.

Кривую  $\sigma_a - \epsilon_a$  для стали в зависимости от класса можно аппроксимировать диаграммой Прандтля или любой другой ломаной:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_a &= \epsilon_a E_a && \text{при } \epsilon_a E_a < \sigma_T; \\ \sigma_a &= d_1 \epsilon_a + d_2 && \text{при } \epsilon_a E_a \geq \sigma_T, \end{aligned} \right\} (9)$$

где  $d_1, d_2$  — эмпирические коэффициенты. Учитывая уравнения (9) и эпюру деформации сечения, напряжения в арматуре:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_a &= E_a \epsilon^{вн} \frac{h_0 - x}{x} && \text{при } \epsilon_a E_a < \sigma_T; \\ \sigma_a &= d_1 \epsilon^{вн} \frac{h_0 - x}{x} + d_2 && \text{при } \epsilon_a E_a \geq \sigma_T. \end{aligned} \right\} (10)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_a &= E_a \epsilon^{вн} \frac{x - a'}{x} && \text{при } \epsilon'_a E_a < \sigma_T; \\ \sigma'_a &= d_1 \epsilon^{вн} \frac{x - a'}{x} + d_2 && \text{при } \epsilon'_a E_a \geq \sigma_T. \end{aligned} \right\} (11)$$

Подставляя выраженные с помощью  $x, F_{эп}$  по (7),  $y_c$  по (8),  $\sigma_a$  и  $\sigma'_a$  по первым уравнениям (10), (11) в уравнения статики, получим уравнения с двумя неизвестными —  $N$  и  $x$ :

$$\left. \begin{aligned} N + \sigma_a F_a - \sigma'_a F'_a - F_{эп} b &= 0; \\ N \left( \frac{h}{2} + e_0 - a \right) &= \sigma'_a F'_a (h_0 - a') + \\ &+ F_{эп} b (h_0 - y_c). \end{aligned} \right\} (12)$$

Решая систему (12), определяем  $N$  и  $x$ , а затем по первым уравнениям (10) и (11) вычисляем  $\sigma_a$  и  $\sigma'_a$ . Если  $|\sigma_a| \geq \sigma_T$  или  $|\sigma'_a| \geq \sigma_T$ , то в систему подставляем  $\sigma_a$  и  $\sigma'_a$ , определяемые по вторым уравнениям (10) или (11). Решая заново систему, получаем новые значения  $N$  и  $x$ , а также напряжения в арматуре  $\sigma_a$  и  $\sigma'_a$ .

Решение системы (12) при больших эксцентриситетах приводит к уравнению третьей, а при малых — пятой степени. Учитывая большой объем вычислений, расчеты проводили на ЭВМ.

Для сопоставления подчитанных по приведенной методике значений несущей способности с опытными данными изготовили и испытали три секции керамзитожелезобетонных призм. После обработки результатов испытания примененных сталей были получены следующие коэффициенты для выражений (9): серия I —  $d_1 = 0,19 \cdot 10^5$ ;  $d_2 = 292,9$ ; серии II и III —  $d_1 = 0,4 \cdot 10^5$ ;  $d_2 = 196$ .

Для сопоставления использовали данные [1—3]. В этих образцах для аппроксимации кривой  $\sigma_a - \epsilon_a$  была принята диаграмма Прандтля и коэффициенты в уравнениях (9) приняли значения:  $d_1 = 0$ ;  $d_2 = \sigma_T$ .

Результаты сопоставления опытных и подчитанных по предлагаемой методике и СНиП II-21-75 значений несущей способности приведены на рис. 3. Как видно из рис. 3, расчет по нормам приводит к разбросу в оценке несущей

способности в пределах  $\pm 20\%$ , причем для значительной части рассмотренных образцов ее переоценивает. Рекомендуемый метод расчета обеспечивает лучшее соответствие опытных и рассчитываемых величин, причем в основном в сторону запаса.

Значительная разница при сопоставлении рассмотренных методов расчета получается при определении напряжений в стали. В таблице приведены результаты, полученные для некоторых образцов.

В случае когда сжимающая сила приложена на границе ядра сечения, при расчете по рекомендуемым формулам как для больших, так и для малых эксцентриситетов получены практически одинаковые значения несущей способности.

**Вывод**

Разработана физически обоснованная методика расчета для отыскания несущей способности внецентрично сжатых элементов из легкого бетона, обеспечивающая хорошее совпадение опытными данными. На этой основе предложена методика определения напряженно-деформированного состояния при любом уровне и действующей нагрузке.

**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Першаков В. Н. Особенности работы внецентрично сжатых коротких элементов из керамзитобетона с малыми величинами эксцентриситетов. — Автореф. дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук, 1971.
2. Алиева Ж. П., Самедов М. А., Сибинов М. З. Испытание внецентрично сжатых армированных колонн из легкого бетона. — Бетон и железобетон, 1977, № 2.
3. Пирадов А. Б. Конструктивные свойства легкого бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1973.

А. П. КИРИЛЛОВ, д-р техн. наук, проф. (НИС Гидропроект);  
И. Т. МИРСАЯПОВ, канд. техн. наук (Ивановский инженерно-строительный ин-т)

## Влияние виброползучести бетона на выносливость железобетонных конструкций

В настоящее время накоплен достаточно обширный экспериментальный материал, свидетельствующий о влиянии виброползучести бетона на выносливость железобетонных конструкций [1—4].

Между тем до сих пор не существует удовлетворительного аналитического аппарата, учитывающего указанное явление. В СНиП 11-21-75 расчет на выносливость производится в предположении упругой работы бетона. Неупругие деформации в бетоне сжатой зоны, возникающие при циклических нагружениях, учитываются условно снижением модуля деформаций бетона. Такой несколько условный, но простой прием позволяет учитывать увеличение напряжений в растянутой арматуре и уменьшение напряжений в бетоне сжатой зоны в процессе многократно повторяющихся нагружений.

Однако отказ от действительного напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций повлек за собой нежелательные последствия. Связанные с этим затруднения возникают при попытке распространить положения норм на такие случаи разрушений, когда напряжения в арматуре не достигают предела выносливости, т. е. когда условное разрушение конструкции обусловливается исчерпанием несущей способности бетона сжатой зоны. Вычисление напряжений в бетоне и арматуре в предположении упругой работы бетона не позволяет учитывать изменение коэффициентов асимметрии цикла напряжений в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре.

В процессе многократно повторяющихся нагружений коэффициент асимметрии цикла напряжений в бетоне  $\rho_{\beta t}$  становится меньше коэффициента асимметрии цикла внешней нагрузки  $\rho_m$ , который используется нормами при определении предела выносливости [1]. Следовательно, при определении  $\rho_{\beta t}$  по действующим нормам происходит снижение коэффициента запаса прочности для бетона сжатой зоны.

Коэффициент асимметрии цикла напряжений в арматуре  $\rho_{\alpha t}$  становится больше коэффициента асимметрии цикла внешней нагрузки  $\rho_m$ , который фактически используется при расчете арматуры на выносливость. Внесенное изменение в СНиП 11-21-75 с целью учета увеличения  $\rho_{\alpha t}$  в процессе циклических нагружений нельзя признать удачным, так как при этом учитывается только изменение  $\rho_{\alpha t}$ , без учета действительных значений напряжений, которые выше расчетных на 4...10%, что приводит

к переоценке выносливости арматуры и снижению запаса прочности конструкций.

Кроме того, заложенные в СНиП 11-21-75 пределы выносливости арматуры при средних и высоких значениях  $\rho_{\alpha}$  занижены. Еще большая разница — в значениях усталостной прочности, рекомендуемых СНиП и полученных при экспериментах, при наличии сварных стыков [5]. Если принять во внимание увеличение  $\rho_{\alpha t}$  в процессе циклических нагружений, которое практически всегда больше 0,3, то перерасход арматурной стали становится очевидным.

Таким образом, механическое использование эмпирических зависимостей без учета действительного напряженно-деформированного состояния приводит к затруднениям при анализе влияния отдельных факторов на выносливость железобетонных конструкций как при исследованиях, так и при проектировании.

В процессе многократно повторяющихся нагружений в изгибаемых железобетонных элементах вследствие проявления виброползучести бетона в сжатой зоне интенсивно развиваются неупругие деформации, что приводит к перераспределению усилий между бетоном сжатой зоны и растянутой арматурой. Поэтому для оценки выносливости железобетонных конструкций необходимо учитывать непрерывное изменение напряженно-деформированного состояния в процессе многократно повторяющихся нагружений.

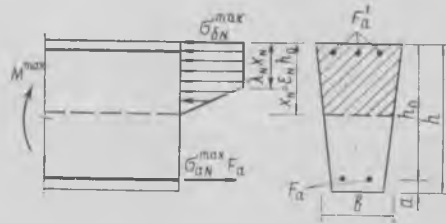


Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента при расчете его на выносливость

Учитывая трудности в определении истинных напряжений и полноты их эпюры, криволинейную эпюру заменяем трапециевидной и принимаем, что она изменяется от треугольной к трапециевидной с переменной высотой участков постоянных напряжений, равной  $\lambda_{N\lambda}$  (см. рисунок).

Коэффициент пластичности  $\lambda_N$  зависит от величины неупругих деформаций бетона и так же, как и деформации, является сложной функцией уровня напряжений, параметров нагрузки, процента армирования, прочности бетона и многих других факторов, от которых зависят неупругие деформации виброползучести. Поскольку изменение виброползучести бетона зависит от геометрических характеристик сечения, прочности бетона, параметров циклической нагрузки и числа циклов ее приложения, то и изменение высоты участка пластического деформирования должно зависеть от тех же факторов.

Для принятой расчетной схемы напряжения в бетоне и арматуре железобетонного элемента в произвольный момент времени  $t$  или в момент достижения усталостной прочности определяют по формулам

$$0,5 \sigma_{\beta N}^{\max} \varepsilon_N (1 + \lambda_N) - \mu \sigma_{\alpha N}^{\max} = 0; \quad (1)$$

$$\sigma_{\beta N}^{\max} \varepsilon_N [1 + \lambda_N - 0,33 \varepsilon_N (1 + \lambda_N + \lambda_N^2)] = \frac{2 M^{\max}}{F_{\beta} h_0}, \quad (2)$$

где  $M^{\max}$  — изгибающий момент при максимальной нагрузке цикла;

$$\sigma_{\alpha N}^{\max} = n_N \sigma_{\beta N}^{\max} \frac{1 - \varepsilon_N}{(1 - \lambda_N) \varepsilon_N} \gamma_T;$$

$\gamma_T$  — коэффициент, учитывающий накопление остаточных напряжений:

$$\gamma_T = 1 + (1 + K_{\text{об}}) \frac{\Delta \rho_{\beta}}{2 E_{\beta}} E_{\beta} -$$

$$- (1 - \lambda_N) \frac{\Delta \rho_{\beta}}{E_{\alpha}} E_{\beta};$$

$$K_{\text{об}} = \frac{0,6 R_{\text{пр}}}{450 + R_{\text{пр}}}$$

После некоторых преобразований

$$\varepsilon_N = \frac{-\gamma_T \mu n_N}{1 - \lambda_N^2} \pm$$

$$\pm \frac{\sqrt{(\gamma_T \mu n_N)^2 + 2 \mu n_N \gamma_T (1 - \lambda_N^2)}}{1 - \lambda_N^2}. \quad (3)$$

Коэффициент пластичности бетона в произвольный момент времени

$$\lambda_N = 1 - \frac{K_{\text{в} \rho} C(t, t_0) f(t, t_0) S_{\text{к.п}}^0 \sigma}{R_{\text{пр}} E_{\beta}}, \quad (4)$$

Источник	b, см	h, см	μ, %	R, МПа	σ <sub>т</sub> , МПа	γ	ρ <sub>м</sub>	σ <sub>а</sub> <sup>оп</sup> (t), МПа	σ <sub>а</sub> <sup>расч</sup> (t), МПа	Отклонение, %	ρ <sub>оп</sub>	ρ <sub>расч</sub>	Отклонение, %
[4]	18	30	1,385	39	400	0,528	0,25	212,0	225,3	+6,30	0,37	0,393	6,00
	18	30	1,390	39	400	0,472	0,25	195,0	202,9	+4,05	0,36	0,383	6,40
	18	30	1,406	39	400	0,464	0,25	194,0	201,0	+3,60	0,36	0,383	6,40
[2]	10	22	2,000	44	470	0,518	0,00	330,6	301,0	-8,95	0,38	0,320	-15,80
	10	22	2,000	44	470	0,548	0,18	344,0	325,6	-5,34	0,41	0,370	-9,76
	10	22	2,000	44	470	0,548	0,30	321,3	318,3	-0,97	0,45	0,440	-2,20
	10	22	2,000	44	470	0,548	0,60	291,0	303,7	+4,37	0,72	0,670	-6,90
[3]	15	30	1,880	56	400	0,437	0,22	216,8	187,9	-13,30	0,32	0,350	9,30
	15	30	1,880	56	400	0,768	0,52	385,4	369,5	-4,11	0,59	0,596	1,02
	15	30	1,880	56	400	0,748	0,52	363,3	352,9	-2,86	0,59	0,596	1,02

где  $K_{\nu}$  — коэффициент нелинейности деформаций виброползучести;  $C(t, t_0)$  — мера простой ползучести бетона [1];  $f(t, t_0)$  — функция роста деформаций ползучести;  $S_{\kappa.п}^0 \frac{\sigma}{R_{пр}}$  — коэффициент нелинейности деформаций виброползучести;  $n_N$  — коэффициент, учитывающий снижение модуля упругости бетона.

При этом необходимо отметить, что при определении напряжений в бетоне и арматуре в процессе многократно повторяющегося нагружения пользоваться значениями  $n'$ , приведенными в СНиП II-21-75, не рекомендуется, так как при этом учитываются полные деформации, включая неупругие деформации, виброползучести. Кроме того, при подсчете  $n'$  по нормам не учитывается влияние коэффициента асимметрии цикла напряжений.

В соответствии со СНиП II-21-75,

$$n' = \frac{E_a}{E'_{б.деф}}, \quad (5)$$

где  $E'_{б.деф}$  — модуль деформации бетона при  $N=2 \cdot 10^6$  циклов:

$$E'_{б.деф}(N) = \frac{\sigma_{бN}^{max}}{\epsilon_{бN}^{уп} + \epsilon_{бN}^{пл}} = \sigma_{бN}^{max} \left/ \frac{\sigma_{бN}^{max}}{\epsilon_{бN}^{уп}} + K_{\nu\rho} C(t, t_0) \times f(t, t_0) S_{\kappa.п}^0 \frac{\sigma}{R_{пр}} \sigma_{бN}^{max} \right.$$

причем  $\epsilon_{бN}^{пл}$ ,  $\epsilon_{бN}^{уп}$  — неупругие деформации виброползучести и упругие деформации бетона.

После некоторых преобразований

$$n_N = \frac{E_a}{E'_{б.деф}(N)} - K_{\nu\rho} C(t, t_0) f(t, t_0) S_{\kappa.п}^0 \frac{\sigma}{R_{пр}} E_a. \quad (6)$$

Напряжения в бетоне сжатой зоны в произвольный момент времени определяются по формуле (2).

Текущие напряжения в растянутой арматуре подсчитывают по формуле (3)

$$\sigma_{aN}^{max} = n_N \frac{(1 - \epsilon_N) \gamma_T}{\epsilon_N^2 (1 - \lambda_N)} \times \frac{2 M_{max}}{1 + \lambda_N - 0,33 \epsilon_N (1 + \lambda_N + \lambda_N^2) F_6 h_0}. \quad (7)$$

Пределы выносливости бетона и арматуры в значительной степени зависят от соотношения  $\rho_{bt}$  и  $\rho_{at}$ . Поэтому учет их возможного изменения повышает точность расчета конструкций на выносливость.

В начальной стадии нагружения коэффициенты асимметрии цикла напряжений в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре равны между собой и коэффициенту асимметрии цикла нагружки, т. е.  $\rho_b = \rho_a = \rho_m$ .

По мере увеличения числа циклов нагружения вследствие накопления неупругих деформаций в бетоне увеличиваются остаточные напряжения  $\sigma_a^{доп}$  в арматуре

$$\rho_a t = \frac{\sigma_a^{max} \rho_m + \sigma_a^{доп}}{\sigma_a^{max} + \sigma_a^{доп}}. \quad (8)$$

Дополнительные (остаточные) напряжения в растянутой арматуре

$$\sigma_a^{доп} = \frac{E_a (1 - \epsilon_N)}{\epsilon_N} \epsilon_{бN}^{пл} [5]. \quad (9)$$

После некоторых преобразований выражение (8) можно представить в виде

$$\rho_a t = \frac{\rho_m + \Delta \rho_a}{1 + \Delta \rho_a}, \quad (10)$$

$$\text{где } \Delta \rho_a = \frac{E_a (1 - \epsilon_N)}{\epsilon_N \sigma_a^{max}} \epsilon_{бN}^{пл}.$$

В произвольный момент времени  $t$  коэффициент асимметрии цикла напряжений в бетоне сжатой зоны

$$\rho_b t = \frac{\sigma_b^{max} \rho_m + \sigma_b^{доп}}{\sigma_b^{max} + \sigma_b^{доп}}, \quad (11)$$

где  $\sigma_b^{доп}$  — дополнительные (остаточные) напряжения в бетоне сжатой зоны вследствие проявления виброползучести бетона:

$$\sigma_b^{доп} = - \frac{2 \mu}{3} \cdot \frac{(1 - \epsilon_N) E_a}{\epsilon_N} \epsilon_{бN}^{пл}.$$

После некоторых преобразований выражение (11) примет вид

$$\rho_b t = \frac{\rho_m + \frac{2 \mu}{3} \cdot \frac{1 - \epsilon_N}{\epsilon_N} \Delta \rho_b}{1 + \frac{2 \mu}{3} \cdot \frac{1 - \epsilon_N}{\epsilon_N} \Delta \rho_b}, \quad (12)$$

$$\text{где } \Delta \rho_b = K_{\nu\rho} C(t, t_0) f(t, t_0) \times S_{\kappa.п}^0 \frac{\sigma}{R_{пр}} E_a.$$

Сопоставление опытных и расчетных величин  $\sigma_a(t)$  и  $\rho_{at}$ , определяемых по предлагаемой методике, приведено в таблице.

### Выводы

При действии многократно повторяющихся нагрузок происходит непрерывное изменение напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов, которое проявляется в увеличении напряжений и коэффициентов асимметрии цикла напряжений в растянутой арматуре и уменьшении напряжений и коэффициентов асимметрии цикла напряжений в бетоне сжатой зоны.

Расчет конструкций на выносливость следует производить с учетом перераспределения усилий и одновременного изменения напряжений и коэффициентов асимметрии цикла напряжений в арматуре и бетоне.

### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Кириллов А. П., Мирсаяпов И. Т. Рекомендации по расчету сборно-монолитных конструкций на выносливость по нормальному сечению. — М.: Гидропроект, 1984.
2. Левич В. В., Кваша В. Г. Расчет выносливости, прогибов и ширины раскрытия трещин при многократно повторяющихся нагрузках. — Вестник Львовского политехнического ин-та. Вопросы современного строительства, 1977, вып. 13.
3. Самбор Ю. В. Исследование выносливости железобетонных балок. — Труды координационных совещаний по гидротехнике. — М., 1970, вып. 54.
4. Михайлов К. В., Селюков В. М. О напряженном состоянии железобетонных балок при многократно повторяющихся нагрузках. — Бетон и железобетон, 1963, № 8.
5. Кириллов А. П. Выносливость гидротехнического железобетона. — М.: Энергия, 1978.

# Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.073.01.46:539.4

Крамарь В. Г., Чалкатрай Д. А., Кожухов И. И. **Преднапряженные многупустотные панели со смешанным армированием.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 3—5

Изложены результаты испытания многупустотных панелей со смешанным армированием из стали класса Ат-V. Даны рекомендации по расчету трещиностойкости, раскрытию трещин и прочности. Ил. 3, табл. 1, список лит.: 5 назв.

УДК 69.024.81.01.46

Подольский И. Я., Лаковский Д. М., Нечаев Г. А. **Преднапряженные ригели со смешанным и внешним армированием для каркасов многоэтажных зданий.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 5—8

Содержатся результаты комплексных исследований по разработке конструктивно-технологического варианта рамного каркаса с пролетами до 18 м для многоэтажных зданий различного назначения. Дана область его применения, конструктивная характеристика, основные технико-экономические показатели. Табл. 1, ил. 5, список лит.: 2 назв.

УДК 69.025 [621.31.22+621.311.25:621.039]

**Междузатяжные перекрытия переменной высоты тепловых и атомных станций** / В. Ф. Старостин, Ю. К. Тринчер, Л. В. Сасонко, Е. С. Шприд. — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 8—10

Приведены данные о конструкции и технико-экономических показателях плит и балок переменной высоты с отогнутой напрягаемой арматурой для перекрытий тепловых и атомных электростанций, опыт серийного производства указанных конструкций, а также результаты исследований поведения преднапряженной арматуры в зоне перегиба. Табл. 1, ил. 4, список лит.: 2 назв.

УДК 624.01.46

Михайлов В. В., Литвер С. Л., Мартиросов Г. М. **Напрягающий цемент и самонапряженные железобетонные конструкции в СССР.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 10—13

Описаны основные свойства бетонов на напрягающем цементе, которые позволили эффективно применять их как в сборных, так и в монолитных конструкциях и сооружениях в различных областях строительства. Ил. 5.

УДК 624.21/8:624.01.46

Цейтлин А. Л., Захаров Л. В. **Особенности развития современного мостостроения.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 16—18. Проанализированы особенности развития преднапряженных мостов. Рассмотрены примеры строительства некоторых сооружений и вновь создаваемых конструктивно-технологических систем железобетонных пролетных строений. Ил. 6, список лит.: 3 назв.

УДК 69.059.324.01.46

**Преднапряженные железобетонные опоры вращающихся печей.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 19—20

Описаны конструкция и особенности возведения преднапряженных опор вращающихся печей с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном. Арматура, состоящая из стержневых пакетов, расположена снаружи по периметру монолитных железобетонных опор и снабжена антикоррозионной защитой.

УДК 624.157.21.01.46:539.4

Якушин В. А., Салихов В. М. **Прочность оголовка преднапряженной сваи при воздействии ударной нагрузки.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 21—22

Проведено испытание фрагментов преднапряженных и обычных свай на воздействие ударных нагрузок. Описан процесс разрушения оголовков опытных свай и влияние на него предварительного обжатия бетона. Ил. 4, табл. 1.

УДК 691.87:693.554:624.01.46

Мадатян С. А., Михайлов К. В. **Перспективы развития эффективной арматуры для обычных и преднапряженных конструкций.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 23—24

Рассмотрены основные направления развития таких новых и перспективных видов стальной арматуры, как термомеханически упрочненная стержневая арматура, самоупрочняющаяся высокопрочная сталь бейнитного класса, высокопрочная проволока и арматурные канаты с пониженной релаксацией. Ил. 3, табл. 1, список лит.: 6 назв.

УДК 69.003:658.387.64

Савицкий А. А. **Из опыта организации социалистического соревнования.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 25—26.

Рассматривается опыт организации социалистического соревнования на заводе сборного железобетона Гомельского ДСК, его влияние на результаты производственной деятельности завода в целом. Табл. 1.

УДК 691.327:539.4.311

Омельченко А. А., Лещинский М. Ю. **Опыт применения статистического контроля прочности бетона.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 28—29.

Описан опыт работы Главкиевгорстроя, применяющего статистический контроль на всех заводах сборного железобетона. Показана важность мероприятий, направленных на снижение коэффициента вариации, в том числе за счет устранения погрешностей методического характера. Приведены критические замечания по действующим нормативным документам, регулирующим ведение статистического контроля и использование его результатов.

УДК 621.86.067.012.45

Ждахин Л. П., Валинецкий А. В. **Исследование модели бункера на действие сыпучей среды.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 30—31.

Описано испытание крупномасштабной модели сборно-монолитного железобетонного бункера сыпучим материалом с пригрузом до разрушения. Установлено, что при слое сыпучего, равном высоте воронки, и заполнении всего бункера эпюры нормальных давлений соответственно на наклонные и вертикальные стенки изменялись по слабо выраженной выпуклой поверхности. С дальнейшим увеличением нагрузки эпюры нормальных давлений на стенки принимали характер вогнутых поверхностей, кривизна которых все больше возрастала. Характер излома стенок аналогичен излому при гидростатическом давлении. Ил. 3.

УДК 666.9.046

Заседателей И. Б., Шифрин С. А., Ткачев А. В. **Особенности термообработки тонкостенных изделий в гелиоформах.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 34—35.

Рассмотрены возможности использования солнечной энергии для тепловлажной обработки тонкостенных изделий, изготавливаемых в гелиоформах со светопрозрачным и теплоизолирующим покрытием. Показаны технологические приемы изготовления изделий толщиной 60—80 мм, позволяющие продлить сроки функционирования гелиополігонов. Ил. 1, табл. 1, список лит.: 2 назв.

УДК 666.97.035.51

Абрамов В. С., Веселовский А. Б. **Нагрев бетона в опалубках и формах с покрытиями из электропроводных полимеров.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 39—40

При комбинированном электронагреве немассивных конструкций в опалубках и формах с покрытиями из электропроводных полимеров осуществляется совместная и одновременная реализация сквозного и периферийного электропрогрева и кондуктивного нагрева. По мере роста удельного электросопротивления бетона при твердении электропрогрев прекращается, осуществляется лишь кондуктивный нагрев, который служит для поддержания температуры изотермического прогрева. Ил. 3, список лит.: 3 назв.

УДК 691.327:666.973:666.982.24

Чиненков Ю. В., Кузьмич Т. А., Егинян С. С. **Расширение использования эффективной арматуры в легких бетонах низких марок.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 40—42.

Приведены результаты исследований прочности балок и стеновых панелей из низкомарочного легкого бетона, позволившие обосновать возможность полного использования стержневой арматуры классов А-II и А-III в легком бетоне марок ниже М100 без учета снижающего расчетные сопротивления арматуры коэффициента условий работы  $m_{as}$ , предусмотренного СНиП II-21—75. В новой редакции главы норм СНиП 2.03.01—83 указанный коэффициент исключен. Для экспериментального строительства рекомендованы однослойные стеновые панели длиной 6 м с усовершенствованным армированием из легкого бетона марки М50. Приведена экономическая эффективность их внедрения. Табл. 2, ил. 3, список лит.: 6 назв.

УДК 624.01.46.539.433

Кириллов А. П., Мирсаяпов И. Т. **Влияние виброползучести бетона на выносливость железобетонных конструкций.** — Бетон и железобетон, 1986, № 1, с. 45—46

Приведена методика расчета железобетонных конструкций на выносливость, учитывающая действительный характер напряженно-деформированного состояния при циклическом нагружении. Напряжения и коэффициенты асимметрии цикла напряжений в бетоне и арматуре определяются с учетом влияния деформаций виброползучести бетона на напряженное состояние конструкции. Ил. 1, табл. 1, список лит.: 5 назв.



Kramar' V. G., Chalkatryan D. A., Kozhukhov I. I. Prestressed multyhollow panels with mixed reinforcing  
 Podolsky I. Ya., Lakovsky D. M., Nechaev G. A. Prestressed collar beams with mixed external reinforcing for carcasses of multi-storeyed buildings  
 Starostin V. F., Trincher Yu. K., Sasonko L. V., Shprits E. S. Intermediate floors of variable height for steam electric and atomic power stations  
 Mikhailov V. V., Litver S. L., Martirosov G. M. Stressing cement and self-stressed reinforced concrete structures in the USSR  
 Krivosheev P. I., Krasnobaev V. V., Manishevich E. S. Structures of frame buildings for complicated ground conditions  
 Tseitlin A. L., Zakharov L. V. Peculiarities of development the modern bridge building  
 Dougy N. F., Nilov O. G., Turovsky A. N., Kabinovich E. A., Zikeev L. N., Berdichevsky G. I. Prestressed reinforced concrete supports of rotary furnaces  
 Yakushin V. A., Salikhov V. M. Strength of prestressed cap sill under action of impact load  
 Madatyan S. A., Mikhailov K. V. Challenge in the future development of efficient reinforcement for normal and prestressed structures  
 Omelchenko A. A., Leshchinsky M. Yu. Application experience for statistical control of concrete strength  
 Zhdakhin L. P., Valinetsky A. V. Study of bunker model on action of loose medium  
 Bychenkov Yu. D., Volynsky B. N., Dvagaluk V. I. Cantilever strength of frame columns of 1,020—1/83 series  
 Zasedatelev I. B., Shifrin S. A., Tkachev A. V. Peculiarities of thermal treatment of thin-walled articles in helio moulds  
 Toturdiev B. D. Cementless heat resistant concretes with silicatenatrium compound bindings  
 Abramov V. P., Solovyanchik A. R., Shmalko V. V., Vinogradov V. P., Ovcharenko A. G., Bobylev V. G. Automatic control system for moist steam curing of reinforce concrete products  
 Abramov V. S., Veselovsky A. B. Concrete heating in casings and moulds with coating made of electro-conductive polymers  
 Chinenkov Yu. V., Egijyan S. S., Kuzmich T. A. Use widening of efficient reinforcement in lightweight concretes of low brand

Kramar' V. G., Tchalkatryan D. A., Kozhukhov I. I. Les panneaux precontraints à plusieurs vides avec un renforcement mixte  
 Podolsky I. Ya., Lakovsky D. M., Nechaev G. A. Les sous-poutres précontraintes avec un renforcement mixte et extérieur pour les carcasses des bâtiments à plusieurs étages  
 Starostine V. Ph., Trincher Yu. K., Sasonko L. V., Chprits E. S. Les recouvrements d'entre-étages à une hauteur variable des stations électriques thermiques et nucléaires  
 Mikhailov V. V., Litver S. L., Martirosov G. M. Le ciment précontraint et les structures auto-contraintes en béton armé dans l'URSS  
 Krivosheev P. I., Krasnobaev V. V., Manishevitch E. S. Les structures des bâtiments en carcasses pour les conditions complexes de sols  
 Tsejtlina A. L., Zakharov L. V. Les particularités de développement de la construction contemporaine des ponts  
 Doughij N. Ph., Nilov O. G., Tourovsky A. N., Rabinovitch E. A., Zikeev L. N., Berditchevsky G. I. Les appuis précontraints en béton armé des fours tournants  
 Yakouchine V. A., Salikhov V. M. La résistance de la tête de pieu précontraint sous l'action de la charge de choc  
 Madatjan S. A., Mikhailov K. V. Les perspectives de développement des armatures efficaces pour les structures normales et précontraintes  
 Omelchenko A. A., Lechshinsky M. Yu. L'expérience d'application du contrôle statistique de la résistance du béton  
 Zhdakhine L. P., Valinetsky A. V. Les études de modèle du silo sur l'action du milieu pulvérulent  
 Bytchenkov Yu. D., Volynsky B. N., Dvagaluk V. I. La résistance des consoles des colonnes de carcasse de la série 1,020—1/83  
 Zasedatelev I. B., Chifrine S. A., Tkachev A. V. Les particularités du traitement thermique des produits à parois minces dans les hélio-formes  
 Totourbiev B. D. Les bétons réfractaires sans ciment sur les liants composés de silicate-sodium  
 Abramov V. P., Solovjantchik A. R., Chmalko V. V., Vinogradov V. P., Ovcharenko A. G., Bobylev V. G. Le système de la direction automatique de traitement thermo-humide des produits en béton armé  
 Abramov V. S., Vesselovsky A. B. Le chauffage du béton dans les coffrages et dans les formes avec les revêtements en polymères électro-conductibles  
 Tchinenkov Yu. V., Eghijyan S. S., Kouzmitch T. A. L'extension d'utilisation des armatures efficaces dans les bétons légers des qualités inférieures

Kramarj W. G., Tschalkatryan D. A., Koshuchow I. I. Vorgespannte hohlraumreiche Platten mit gemischtem Bewehren  
 Podoljski I. Ja., Lakowski D. M., Nelschajew G. A. Vorgespannte Riegel mit gemischtem und Aussenbewehren für Gerippe von mehrgeschossigen Gebäuden  
 Starostin W. F., Trintscher Ju. K., Sasonke L. W., Spriz Je. S. Zwischendecken von veränderlicher Höhe für Wärme- und Atomkraftwerke  
 Michailow W. W., Litwer S. L., Martirosow G. M. Expansivzement und Stahlbetonkonstruktionen mit Selbstvorspannung in der UdSSR  
 Krivoschejew P. I., Krasnobajew W. W., Maniskewitsch Je. S. Konstruktionen von Skelettbauwerken für komplizierte Bodenverhältnisse  
 Zejtlin A. L., Sacharow L. W. Entwicklungsbesonderheiten des heutigen Brückenbaues  
 Dowgij N. F., Nilow O. G., Turowski A. N., Rabinowitsch Je. A., Sikejew L. N., Berditschewski G. I. Vorgespannte Stahlbetonstützen von Drehöfen  
 Jakuschin W. A., Salichow W. M. Kopfausbildungsfestigkeit des vorgespannten Pfahles unter Stossbelastungswirkung  
 Madatjan S. A., Michailow K. W. Entwicklungsperspektiven der effektiven Bewehrung für normale und vorgespannte Konstruktionen  
 Omeljtschenko A. A., Lestschinski M. Ju. Anwendungserfahrung der statistischen Kontrolle über Betonfestigkeit  
 Shdachin L. P., Walinezki A. W. Untersuchung des Bunkermodells auf Wirkung des Schüttungsmediums  
 Bytschenkow Ju. D., Wolynski B. N., Dvagaluck W. J. Konsolenfestigkeit von Skelettstützen der Serie von 1.020—1/83  
 Sasedatelew I. B., Schifrin S. A., Tkatschijow A. W. Wärmebehandlungsbesonderheiten von dünnwandigen Erzeugnissen in Sonnenformen  
 Toturbijew B. D. Zementlose hitzebeständige Betone unter Anwendung von Silikat-Natrium-Kompositionsbindern  
 Abramow W. P., Solowjantschick A. R., Schmaljko W. W., Winogradow W. P., Owtscharenko A. G., Bobyljow W. G. System der automatischen Steuerung für Warmfeuchtbehandlung von Stahlbetonerzeugnissen  
 Abramow W. S., Weselowski A. B. Betonwärmung in Schalungen und Formen mit Deckschichten aus Elektroleitungs-polymern  
 Tschinenkow Ju. W., Jegijjan S. S., Kusjmitsch T. A. Anwendungsausbreitung der effektiven Bewehrung in Leichtbetonen von geringen Güten

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, Ю. В. Волконский, А. А. Гвоздев, А. М. Горшков, П. А. Демянюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор), В. М. Москвин, Ю. М. Мухин, Д. А. Паньковский, В. С. Подлесных, Б. Я. Рискинд, С. И. Сименко, В. В. Судаков, Д. М. Чудновский, А. А. Шлыков (зам. главного редактора)

Технический редактор Е. И. Сангурова

Корректор Т. Г. Бросалина

Сдано в набор 13.11.85.  
 Формат 60×90<sup>1</sup>/<sub>16</sub>.  
 Тираж 14405

Подписано в печать 03.01.86.  
 Усл. печ. л. 6,0.

Усл. кр.-отт. 6,75.

Т-24222  
 Уч.-изд. л. 8,60.  
 Зак. 495

Почтовый адрес редакции 101442, ГСП, Москва, Каляевская, 23а  
 Тел. 292-41-34, 292-62-05

# Авторские свидетельства

№ 33\*

- № 1177157. А. И. Семенов. Многоместная форма для изготовления изделий из бетонных смесей.
- № 1177282. ЛенЗНИИЭПжилища. Т. А. Шмыгля. Сырьевая смесь для изготовления легкого бетона.
- № 1177283. НИИЖБ и Специализированный трест Укрметаллургремонт. В. В. Патуроев, Н. А. Перепелкина, Ю. Ф. Садовой и др. Бетонная смесь.
- № 1177407. Тбилисское отделение Гидропроекта. М. Ю. Штаерман и А. С. Мосесов. Подпорное сооружение из железобетонных элементов.
- № 1177408. В. К. Завьялов и В. Д. Карачинцев. Бетонный массив для гидротехнических сооружений.
- № 1177498. ВНИИОМШС. В. Г. Коган и В. З. Фридман. Устройство для нанесения набрызг-бетона.

№ 34

- № 1178595. В. С. Боровков и Г. М. Фролов. Установка для наклонного формирования железобетонных изделий.
- № 1178596. КБ по железобетону. В. М. Мартынов и В. А. Болтинский. Виброплощадка.
- № 1178597. НИИЖБ и ВНИИтрансстрой. Ю. С. Гуревич, Б. В. Гусев, Л. С. Розенбойм и др. Устройство для уплотнения бетонных смесей в форме.
- № 1178600. МИСИ и Московский технологический ин-т мясной и молочной промышленности. В. С. Абрамов, В. Е. Гуль, Т. Т. Айменов и др. Форма для изготовления изделий из бетонных смесей.
- № 1178601. ЛенЗНИИЭПжилища. А. И. Обухов, В. П. Обухов и М. П. Вахрушев. Кассетная установка.
- № 1178602. Кишиневский политехнический ин-т. В. И. Сандуца, С. П. Андриевский и А. Г. Нагорнов. Форма для изготовления изделий со сложным рельефом.
- № 1178603. СКТБ Стройдеталь. В. Я. Ярощевский, О. В. Измайлов, Н. И. Калабушкин и А. Ф. Тупиков. Устройство для укладки и уплотнения бетонной смеси.
- № 1178607. Челябинский политехнический ин-т. А. В. Горожанкин, Б. А. Евсеев и А. Ю. Пышминцев. Привод вибросмесителя для жестких бетонных смесей.
- № 1178608. Днепропетровский ИСИ. Г. Д. Дибров, И. Л. Ветвицкий, Л. А. Хмара и Н. Г. Ильченко. Смеситель для приготовления строительных смесей.
- № 1178726. Донецкий ПромстройНИИ-проект. В. И. Романов и В. Г. Брагинский. Бетонная смесь.
- № 1178740. Томский инженерно-строительный ин-т. А. И. Кудяков, Н. Г.

- Акимова и Н. В. Собора. Способ приготовления бетонной смеси.
- № 1178857. КиевЗНИИЭП. А. А. Гофштейн и М. М. Акуленко. Совмещенный стык железобетонных элементов каркаса.
- № 1178858. В. В. Попов и Н. И. Козлов. Бессварное стыковое соединение железобетонных ребристых плит покрытия с ригелем рамы.
- № 1178859. В. В. Попов, Е. И. Рогозин и В. В. Аверичев. Узел соединения железобетонных плит покрытия с ригелем рамы.
- № 1178860. Донецкий ПромстройНИИ-проект. А. Г. Глущенко, Ю. Л. Бучинский и М. А. Коваленко. Стыковое соединение плит покрытия с ригелем.
- № 1178862. СКТБ Стройиндустрия. Н. И. Шамриков. Железобетонное перекрытие.

№ 1178863. НИИСиА Госстроя АрмССР. К. О. Карамян, Л. А. Давидян, К. М. Арзуманян и А. А. Ахумян. Перекрытие.

№ 1178865. Кишиневский политехнический ин-т, Кишиневский трест Стройиндустрия и Кишиневский опытно-экспериментальный ДСК. И. И. Педченко, А. С. Кречин, Н. Г. Середа и др. Способ изготовления железобетонных балок.

№ 1178866. Белорусский политехнический ин-т. Л. К. Лукша, А. С. Мацкевич и А. Ф. Головнев. Арматурный каркас.

№ 1178867. Горьковский завод ЖБК. В. В. Борисов. Арматурный каркас железобетонной трубы.

№ 1178868. СКТБ Стройиндустрия. Н. И. Шамриков. Арматурный каркас строительного элемента.

№ 1178869. Волгоградский инженерно-строительный ин-т. А. А. Калинин и В. Н. Крыжановский. Устройство для соединения концов напрягаемой арматуры.

№ 1178878. НИИЖБ. И. Г. Людковский, В. В. Шугаев, А. М. Людковский и Б. С. Соколов. Способ реконструкции покрытий.

№ 1178879. Донецкий ПромстройНИИ-проект. Р. Н. Красновский, Л. М. Тришкина, Г. И. Гескин и др. Устройство для подачи бетонной смеси в опалубке.

№ 1178880. Московское научно-производственное объединение по строительному и дорожному машиностроению ВНИИСтройдормаш. В. И. Сидоров, А. Х. Гехт, Е. И. Данилов и др. Бетонораспределительная стрела.

№ 1178881. ПИ № 1. Л. Б. Перлин и Р. А. Гершанок. Устройство для фиксации и плавного отпуска натяжения арматуры.

№ 1178882. МАДИ. В. А. Воробьев, В. А. Горшков, А. Н. Каледин и

С. Д. Куликов. Устройство для автоматического съема напряженной арматуры.

№ 1178883. Коммунарский завод ЖБИ. № 11. А. В. Яшин, В. С. Гузь, Б. В. Гусев и Ю. Д. Сидоренко. Стенд для приготовления предварительно напряженных железобетонных изделий.

№ 1178884. В. А. Хачатурян. Способ монтажа каркаса высотного сооружения с большими консольными вылетами.

№ 1178887. ЦНИИЭПжилища. Э. Л. Вайсман. Способ усиления многоэтажного здания.

№ 1178888. Иркутский политехнический ин-т. А. Д. Федоров. Устройство для усиления несущих конструкций.

№ 1178890. НИС Гидропроекта. А. П. Кириллов, А. С. Мамонтов, Ю. Б. Николаев и С. Г. Стронгин. Многокамерный предварительно напряженный железобетонный корпус.

№ 35

№ 1180441. ЦКБ тяжелых путевых машин. И. Н. Козлов, Е. К. Новиков, В. И. Гусев и Н. П. Архипов. Машина для вырезки бетона.

№ 1180445. НИИоснований и подземных сооружений. Б. С. Остюков и М. И. Смородинов. Устройство для нанесения торкрет- и набрызг-бетонного покрытия.

№ 1180513. ГрузНИИЭГС. В. Ф. Илюшин и В. М. Насберг. Опалубка для бетонирования обделки тоннеля.

№ 36

№ 1181869. КБ по железобетону. В. А. Болтинский, В. П. Егоров и Г. Е. Шигаев. Подъемно-опускное устройство преимущественно для многоярусных линий изготовления железобетонных изделий.

№ 1181870. ПТТ по оказанию технической помощи строительству Оргтехстрой. Б. И. Комаров, С. А. Гуринов, Н. Ф. Бобиков и др. Кассетная установка для изготовления стеновых панелей.

№ 1181871. СКТБ автоматики и нестандартного оборудования. Л. З. Романов, В. П. Пяткин и Перейра-Мартинес Павло. Устройство для захвата, переноса форм и уплотнения в них бетонной смеси.

№ 1181872. НИИЖБ. В. В. Михайлов, В. С. Широков, Ю. А. Гоголев и Е. В. Зотов. Способ изготовления трубчатых изделий из бетонных смесей.

№ 1182101. Казанский инженерно-строительный ин-т. В. П. Еремеев. Стык диафрагм сборного железобетонного пролетного строения моста.

№ 1182134. ЦНИИПромзданий и ХИСИ. Ю. Н. Хромец, Г. Г. Александров, Э. Н. Кодыш и др. Панель ограждения из конструктивно-теплоизоляционного бетона.

№ 1182140. СКТБ Дезинтегратор. Х.-А. Ганс и А. А. Просвиринов. Способ устройства покрытий полов из полиэфирных полимербетонных плит.

**Издания**

**НИИЖБ**

**1986 — 87 гг.**

● ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

● БЕТОНЫ С ЭФФЕКТИВНЫМИ МОДИФИЦИРУЮЩИМИ ДОБАВКАМИ

● НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

● ДОЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ПРЕДНАПРЯЖЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

● СПОСОБЫ ПОВЫШЕНИЯ КОРРОЗИОННОЙ СТОЙКОСТИ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

● ТЕХНОЛОГИЯ, РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

● НОВОЕ В СОЗДАНИИ И ПРИМЕНЕНИИ АРМАТУРЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

● ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ КАЧЕСТВА ИЗГОТОВЛЕНИЯ, МОНТАЖА И ЭКСПЛУАТАЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ИХ ДЕЙСТВИТЕЛЬНУЮ РАБОТУ

● ЭНЕРГОСБЕРЕГАЮЩИЕ МЕТОДЫ УСКОРЕНИЯ ТВЕРДЕНИЯ МОНОЛИТНОГО И СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

● РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАЦИОНАЛЬНЫМ ОБЛАСТЯМ ПРИМЕНЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ

● РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ТЕПЛОВОЙ ОБРАБОТКЕ БЕТОНОВ В СРЕДЕ ПРОДУКТОВ СГОРАНИЯ ПРИРОДНОГО ГАЗА

● РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ДОБАВОК СУПЕРПЛАСТИФИКАТОРОВ В ПРОИЗВОДСТВЕ СБОРНОГО И МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

● РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УСИЛЕНИЮ ФОРМ НА ЗАВОДАХ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

*Заказы на издания НИИЖБ следует направлять по адресу:  
109389, Москва, 2-я Институтская, д. 6, ОНТИ НИИЖБ*