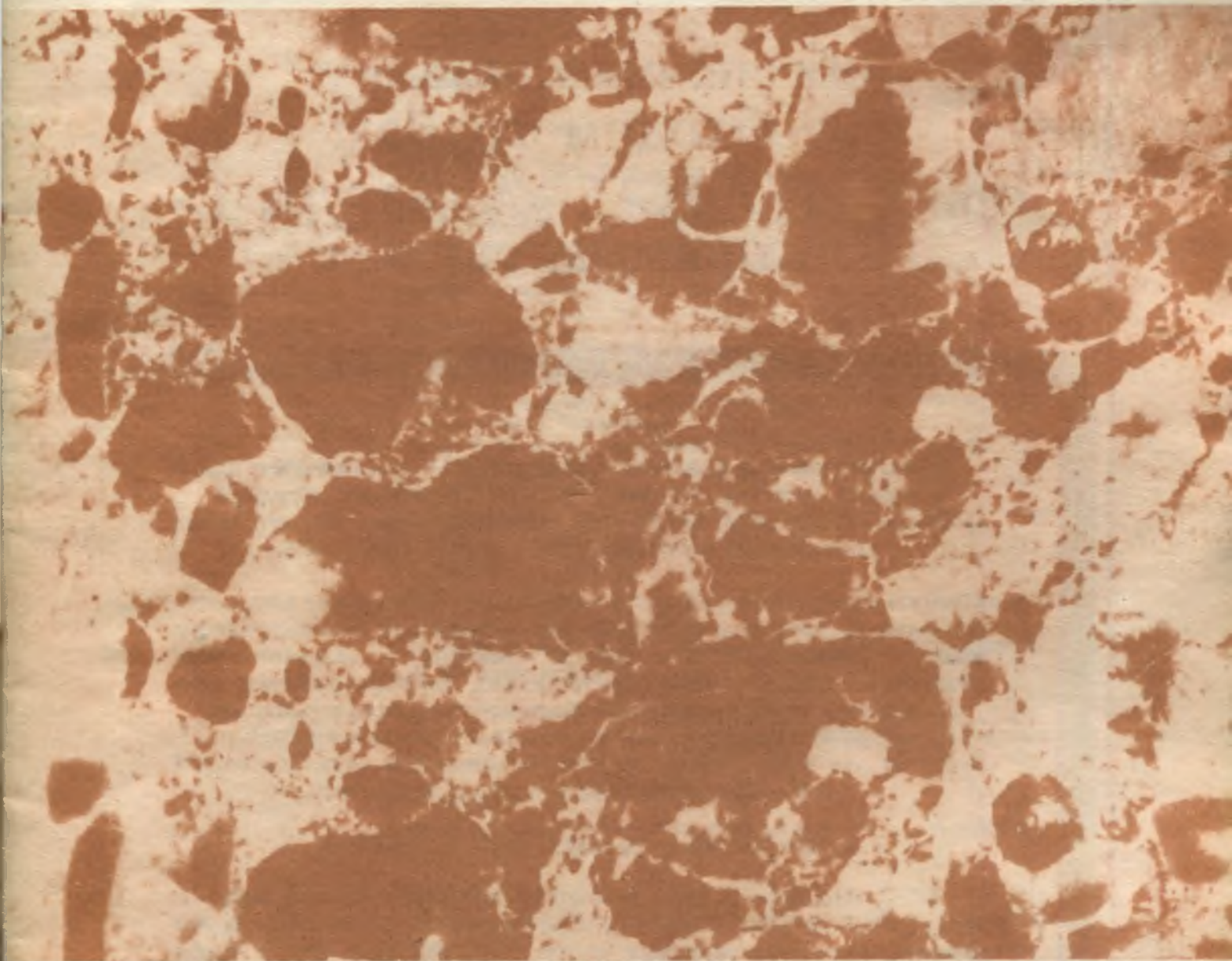


ISSN 0005-9889

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1

1992



# НПО «Прибор»

## обеспечит поставку необходимого Вам прибора УДС-1 «Арматура-1» по прямым связям

Ультразвуковой дефектоскоп «Арматура-1» предназначен для контроля качества сварных стыковых соединений стержней арматуры диаметром 20...80 мм железобетонных строительных конструкций в соответствии с ГОСТ 10922—89.

Комплект дефектоскопа массой не более 8 кг расположен в переносном футляре размером 480×420×164 мм и состоит из электронного блока с автономным питанием от стандартных гальванических элементов, сменных пьезоэлектрических преобразователей для реализации теневого и зеркально-теневого методов контроля, набора необходимых инструментов и принадлежностей. Всего за две минуты Вы сможете, не разрушая шва, с высокой достоверностью определить его качество!

*Стоимость комплекта УДС-1 — 2000 р.*

НПО «Прибор» окажет помощь в обучении пользованием дефектоскопом УДС-1, при ежегодной переаттестации прибора, его ремонте, в поставке запасных частей и при оказании других видов услуг.

Для приобретения дефектоскопа достаточно Вашего гарантийного письма.

*Наш адрес: 143360, г. Апрелевка, Московской обл., ул. Самохина, 9, НПО «Прибор».*

*Телефон в Москве: 436-51-76.*

*Телетайп: 205894 «Прибор».*

## СОДЕРЖАНИЕ

### Конструкции

- Луганский В. И., Сасонко Л. В., Ямпольский Л. С.* Быстромонтируемые здания модульного типа для хранения и переработки сельскохозяйственной продукции 2
- Иссерс Ф. А., Шприц Е. С.* Исследование конструктивных решений быстромонтируемых сельскохозяйственных зданий модульного типа 5
- Пухонто Л. М., Джха Ф. А.* Совершенствование колонн подсилосных этажей зерновых элеваторов 9

### Бетоны

- Королев К. М., Галкина Т. Ю., Макаров В. Ю.* Особенности приготовления и транспортирования бетонных смесей на новых вяжущих 11
- Ивашенко Ю. А.* Предельная деформативность бетона при двухосном сжатии с учетом стеснения деформаций 13
- Файнер М. Ш.* Концепция оптимального проектирования бетона 15

### Заводское производство

- Андрейченко А. В., Петрачков В. Е.* Комплекс оборудования для изготовления железобетонных колец диаметром 1000 и 1500 мм 17

### В помощь проектировщику

- Залесов А. С., Карабанов Б. В., Хавкин А. К.* Учет совместной работы плит и ригелей при расчете на кручение 20
- Смирнов С. Б., Земскова В. Н.* Прочностной расчет железобетонной оболочки АЭС при ударе самолетом 22

### В помощь заводским лабораториям

- Громов И. Н., Монастырский И. И., Снежков Д. Ю.* Контроль прочности бетона портативным прибором 24

### Долговечность

- Веселов А. В., Гончаров А. А.* О влиянии ударного нагружения на долговечность бетона забивных свай в агрессивной внешней среде 26

### Зарубежный опыт

- Попкова О. М.* Трубобетонные колонны высотных зданий из высокопрочного бетона в США 29



В. И. ЛУГАНСКИЙ, канд. техн. наук (Гипронисельпром); Л. В. САСОНКО, канд. техн. наук (НИИЖБ); Л. С. ЯМПОЛЬСКИЙ, инж. (ЦНИИпромзданий)

## Быстромонтируемые здания модульного типа для хранения и переработки сельскохозяйственной продукции

Для хранения и переработки плодовоовощной продукции имеются хранилища вместимостью 29 млн. т, что составляет около 50 % обособленной потребности.

До 2005 г. необходимо ежегодно строить хранилища вместимостью 8 млн. т и реконструировать хранилища вместимостью 4 млн. т, что может потребовать более 60 млрд. р капиталовложений.

Для массового строительства требуются унифицированные объемно-планировочные решения с высокой степенью сборности и заводской готовности, обеспечивающие снижение трудоемкости сооружения [1].

Одним из путей решения поставленных задач является комплексный метод поставки и сооружения объектов из унифицированных крупнопанельных элементов. Опыт сооружения вспомогательных объектов энергетического строительства с применением быстромонтируемых зданий модульного типа показывает возможность сокращения сроков и затрат на их возведение [2]. Эти здания состоят из трехслойных стеновых панелей вертикальной разрезки и плит покрытия «на пролет» [3] и обеспечивают по сравнению со стоечно-балочными и рамными решениями сокращение номенклатуры конструкций, числа монтажных элементов, а также снижение трудоемкости возведения на 30 % [4]. Расход бетона уменьшается на 30 % благодаря совмещению несущих и ограждающих функций в конструкциях. Возможных для зданий такого типа пролеты (12...18 м) и высота (3,6+7,2 м) позволяют разместить в них хранилища различного назначения [5].

Были рассмотрены конструкции стен и покрытий с учетом специфических условий хранения и пе-

реработки плодовоовощной продукции и обеспечения восприятия горизонтальной нагрузки при навальном хранении.

Хранилища и холодильники работают в условиях стабильного микроклимата (температура хранения близкая к 0 °С, а относительная влажность 95 %), что требует устройства ограждающих конструкций с высокими теплоизоляционными свойствами. Стены хранилищ и холодильников испытывают значительные горизонтальные нагрузки от насыпи продукции при относительно небольших вертикальных нагрузках, что сказывается на статической работе конструкций.

Многолетний поиск прогрессивных строительно-технологических решений хранилищ показал, что их следует компоновать из автономных строительно-технологических секций (модулей) на основе унификации конструктивных решений и инженерно-технологического оборудования и возможности наращивания в перспективе их мощности без больших конструктивных изменений.

Использование быстромонтируемых зданий модульного типа увеличивает вместимость секций и обеспечивает гибкость объемно-планировочных решений. Разработанная номенклатура автономных строительно-технологических секций комплексов по товарной обработке плодовоовощей и картофеля, а также их объемно-планировочные решения.

Исходя из строительно-технологических требований комплексы овощекартофелехранилищ предлагается компоновать из двух секций: хранения продукции и ее товарной обработки.

Ядром компоновочной схемы комплекса (рис. 1) являются

строительно-технологические секции. Путем их блокирования можно набирать комплексы вместимостью 1...20 тыс. т. При этом комплексы картофелехранилищ вместимостью 1, 2, 3 и 5 тыс. т формируют с учетом расположения секций хранения по одну сторону от грузового коридора, а вместимостью 10 тыс. т — по обе стороны. Комплексы вместимостью 20 тыс. т представляют собой два заблокированных десятитысячника.

Таким образом, независимо от вместимости хранилищ и холодильников в основу объемно-планировочных и конструктивных решений, а также технологии хранения и обработки закладывается одинаковый подход. Это позволяет унифицировать как строительные, так и технологические решения и тем самым создать условия для поточного производства конструкций и оборудования. Для сокращения числа типоразмеров стеновых панелей целесообразно устраивать в них проемы посредством вкладышей при бетонировании.

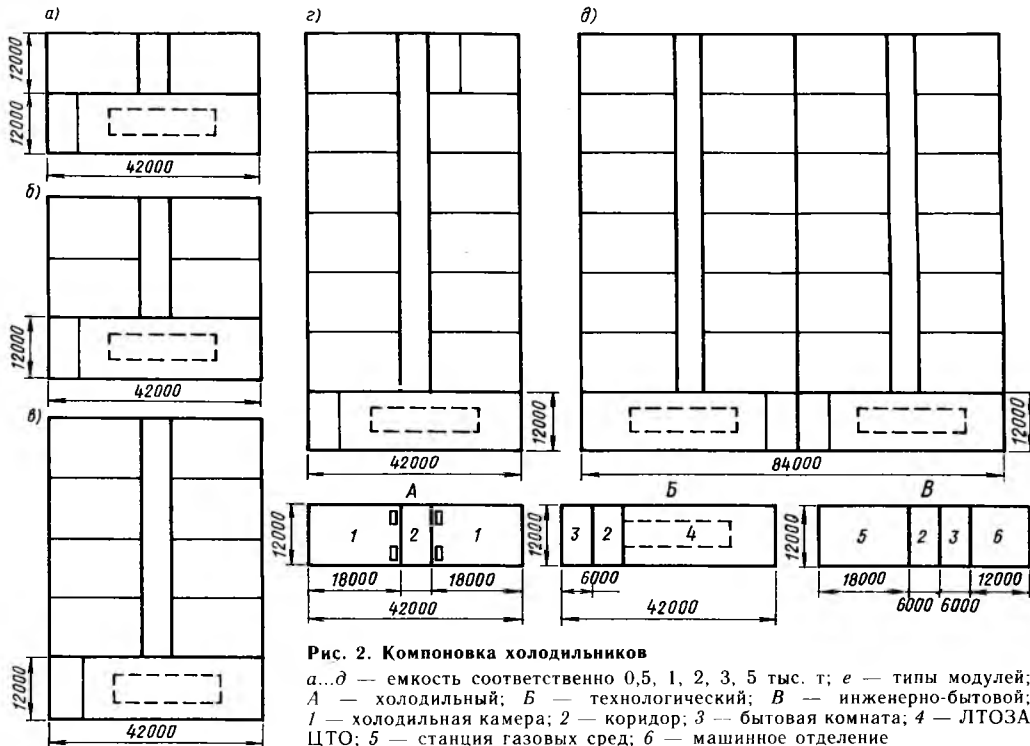
Холодильники рекомендуется компоновать из модулей трех типов (рис. 2): холодильного для транспортирования и складирования; товарной обработки для транспортирования, временного складирования, сортировки и упаковки, а также для размещения бытовых помещений; инженерного обеспечения режимов хранения с помещениями вспомогательного назначения.

Размещение продукции в камерах из быстромонтируемых элементов по сравнению с камерами из типовых конструкций позволяет снизить их удельный объем на 12...15 %.

На основе архитектурно-строительных требований на новый тип хранилищ и габаритных схем зда-



**Рис. 1. Компонировка картофелехранилищ из строительно-технологических секций**  
 а...е — вместимость секций соответственно 1, 2, 3, 5, 10, 15 тыс. т;  
 1 — грузовая площадь секции; 2 — сортировочное отделение с бытовыми помещениями; 3 — навес; 4 — вентиляционная камера; 5 — транспортный коридор



**Рис. 2. Компонировка холодильников**  
 а...д — емкость соответственно 0,5, 1, 2, 3, 5 тыс. т; е — типы модулей;  
 А — холодильный; Б — технологический; В — инженерно-бытовой;  
 1 — холодильная камера; 2 — коридор; 3 — бытовая комната; 4 — ЛТОЗА ЦТО; 5 — станция газовых сред; 6 — машинное отделение

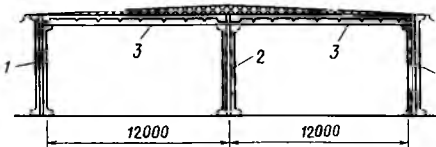
ний, разработанных Гипронисельпромом, ЦНИИпромзданий и НИИЖБ разработали конструкции перспективных хранилищ из крупнопанельных элементов с учетом возможного их изготовления на специализированных участках и в цехах сборного железобетона.

Конструктивное решение предусматривает применение несущих и самонесущих трехслойных стеновых панелей вертикальной разрезки. Для зданий всех типов используют плиты покрытия одного типоразмера 3×12 м, непосредственно опирающиеся на несущие стены (рис. 3).

Здания решаются по связевой схеме, все горизонтальные нагруз-

ки через жесткий диск покрытия передаются на вертикальные устои в виде панельных стен взаимно перпендикулярного направления.

Предлагаемое решение можно использовать в несейсмических и сейсмических районах с расчетной сейсмичностью площадки до 7 бал-



**Рис. 3. Конструктивное решение здания**  
 1 — панели наружных стен; 2 — панели внутренних стен; 3 — панели покрытия

лов, в пределах I...IV географических районов по скоростному напору ветра и весу снегового покрова при расчетной температуре воздуха наиболее холодных суток до  $-50^{\circ}\text{C}$ ... $-60^{\circ}\text{C}$  и относительной влажности внутреннего воздуха до 95 %.

Стены являются основным компонентом предлагаемого конструктивного решения. Выбор их конструкции обусловлен часто противоречивыми положениями, связанными с условиями эксплуатации рассматриваемых объектов, поэтому их однозначного решения для всех условий эксплуатации получить не удастся. Предложены три взаимосвязанных конструктив-

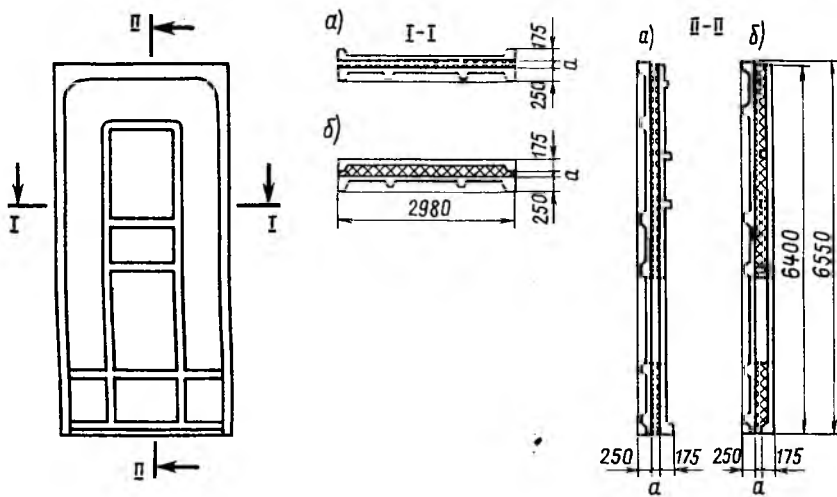


Рис. 4. Стеновая панель двухстадийного производства  
 а — с ребристыми поверхностями; б — с одной гладкой поверхностью  
 Толщина утеплителя  $a$  определяется теплотехническим расчетом

ных решения панельных стен на все условия применения.

Первое — сборная железобетонная трехслойная панель двухстадийного изготовления на условно-жестких связях. Такую панель собирают из уже готовых ребристых железобетонных плит и расположенного между ними теплоизоляционного слоя (рис. 4). Ребристые плиты можно ориентировать полками в сторону теплоизоляционного слоя. Основной областью применения являются стены емкостей навального хранения. При необходимости иметь гладкую поверхность стены одну из плит следует ориентировать в панели ребрами внутрь. Недостатком панели является пониженное сопротивление теплопередаче вдоль вертикальных ребер. Панель обеспечивает восприятие технологических нагрузок и нагрузок от покрытия, причем возможно опирание плит покрытия, примыкающих к панели с двух сторон. Это делает конструкцию основной для внутренних несущих стен.

Второе решение — железобетонная трехслойная панель одностадийного изготовления с внутренними ребрами (рис. 5). Отличительной особенностью панели является гладкая поверхность с обеих сторон. Областью применения таких панелей являются внутренние стены между камерами холодильников. Панель имеет три вертикальных внутренних сквозных ребра, образованных за счет зазоров в теплоизоляционном слое, и воспринимает только вертикальную нагрузку от плит покрытия.

Третье решение — традиционное: железобетонная трехслойная панель на гибких связях с одним ребристым и одним плоским слоями одностадийного изготовления. Ребристый слой формируется опалубкой. Панель воспринимает только вертикальную нагрузку, но может служить и самонесущей. При использовании в наружных несущих стенах возникает необходимость опирания плит покрытия на стальной столик, закрепляемый в ребристом слое панели.

Для всех вариантов конструктивного исполнения стен в проектных предложениях предусмотрено только два типа ребристых плит

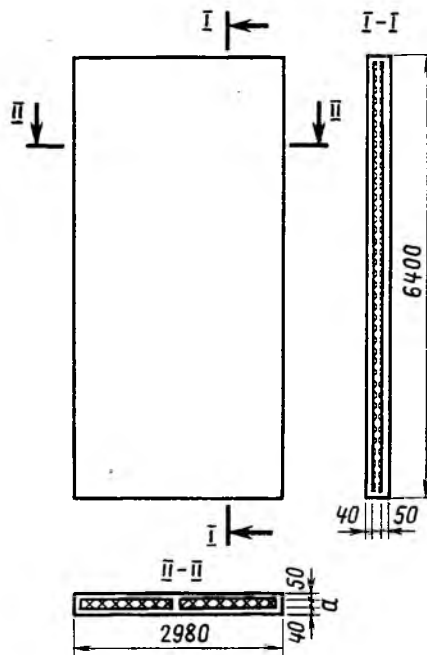


Рис. 5. Стеновая панель одностадийного изготовления

или ребристых слоев панелей: для фасадной стороны панели, определяющей архитектурный облик здания, и для внутренних стен или внутреннего слоя панелей наружных стен.

Разработанная конструкция панелей предусматривает изготовление ребристых плит для зданий высотой 3,6; 4,8; 6 и 7,2 м в двух типах форм для наружных и внутренних слоев с использованием линейных отсекающих. Панели с внутренними ребрами предполагается изготавливать в плоской форме.

Не предусмотрены карнизные панели, так как стеновые панели изготавливают на всю высоту здания. Принят наружный неорганизованный водосток при уклоне кровли 1,5 %. Однако для многопролетных зданий возможно применение внутреннего водостока с устройством ендов.

Предусмотрены преднапряженные плиты покрытия одного типа размером 3×12 м с высотой продольных ребер 450 мм. В отличие от плит серии 1.465—3/80 торцевые ребра решены плоскими толщиной 135 мм. Плиты предусмотрены из бетона классов В25...В35 со стержневым армированием.

На монтаже стеновые панели закрепляют к фундаментам сваркой закладных деталей по углам. При этом вертикальные ребра панелей опираются на стальные прокладки, фиксирующие толщину раствора слоя по ширине панели. Соединение обеспечивает восприятие сдвигающих сил вдоль стены, а также растягивающих усилий при повороте панелей в плоскости стены. При этом к фундаменту закрепляются оба ребристых слоя панелей.

Плиты покрытия опираются только на ребристый слой панели, примыкающий к плите покрытия и крепятся сваркой закладных деталей. Сварные швы располагаются с внутренней стороны ребер плит покрытия.

Жесткость диска покрытия в его плоскости обеспечивается замоноличиванием швов между плитами и соединением закладных деталей, располагаемых поверх продольных ребер плит с шагом 2...2,5 м. Закладные детали у торцов плит являются частью поперечных арматурных поясов, расположенных в поперечных ребрах плит.

Назначение здания	Вместимость, т	Параметры здания		Число монтажных элементов здания	Расход материалов на 1 м <sup>2</sup> пола		Расход материалов на 1 т емкости	
		высота, м	площадь пола, м <sup>2</sup>		бетон, м <sup>3</sup> /м <sup>2</sup>	сталь, кг/м <sup>2</sup>	бетон, м <sup>3</sup> /т	сталь, кг/т
Картофелехранилище	1 000	6	864	94	0,24	22,0	0,21	19,0
	3 000	6	1728	184	0,22	21,0	0,13	12,0
	10 000	6	6048	487	0,18	19,0	0,11	11,5
Холодильники	2 000	6	2520	249	0,22	19,5	0,28	24,0
	3 000	6	3528	343	0,21	19,0	0,11	22,0
	3 000	6	3528	343	0,21	19,0	0,25	22,0

Продольные ребра крайних плит в смежных отсеках покрытия соединяют поверху накладками. Стеновые панели соединяются между собой в уровне плит покрытия. В местах примыкания стен взаимно перпендикулярного направления смежные панели этих стен соединяются. Максимальное расстояние между стенами одного направления принято 27 м.

Стеновые панели рассчитаны как внецентренно сжатые элементы при воздействии вертикальных и горизонтальных нагрузок и как изгибаемые элементы при воздействии только горизонтальных нагрузок. Сборные панели рассчитаны без учета горизонтальных связей между слоями, при этом горизонтальную одностороннюю нагрузку распределяли поровну на оба слоя за счет условно жестких связей между ними. Связи проектируются без учета восприятия сдвигающих усилий.

Монтаж конструкций начинается с панелей несущих стен, служащих для опирания плит покры-

тия, примыкающих к стене другого направления. После монтажа двух противоположных «углов» укладывается плита покрытия, затем монтируются стеновые панели, расположенные вдоль плиты и прикрепляемые к ней. Далее последовательно пристраиваются секции, образуемые парой несущих панелей и плитой покрытия. Плиты покрытия соединяются между собой накладными деталями. До завершения монтажа второй стены, ориентированной вдоль плит, несущие стеновые панели последней из смонтированных секций и вновь монтируемой раскрепляются сжато-растянутыми инвентарными креплениями.

После монтажа жесткого прямоугольного контура, состоящего из четырех стен и плит покрытий, к нему пристраивают остальные фрагменты здания. При наличии нескольких жестких контуров монтаж конструкций каждого из них можно вести параллельно. Монтаж в пределах контура можно организовать навстречу друг другу от

противоположных стен. Замоноличивание швов между плитами покрытия производится после монтажных работ в пределах контура.

Технико-экономические показатели рассматриваемого решения, в том числе расход материалов на 1 м<sup>2</sup> пола и на 1 т емкости, а также число монтажных элементов на здания различного назначения приведены в таблице. По сравнению с другими конструктивными решениями, применяемыми в настоящее время, экономия бетона составляет не менее 30 %, стали — не менее 12 %. Число монтажных элементов сокращается в 2...3 раза. Экономия затрат в расчете на 1 м<sup>2</sup> площади составит 5...10 р.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Сельское строительство. — Сер.: Строительные конструкции. Вып. 1. Строительство современных хранилищ плодовоовощной продукции. Обзорная информация. — М.: ЦНИИЭПсельстрой, 1986. — 153 с.
2. Быстромонтируемые железобетонные здания. — М.: Информэнерго, 1986. — 8 с.
3. Технические предложения на переработку конструктивных решений типовых проектов зданий по перечню ПО8-8 на основе применения эффективных конструкций для строительства в XII и XIII пятилетках. — ЦНИИЭПсельстрой, 1987. — 72 с.
4. Технические решения быстромонтируемых крупнопанельных зданий. — Сер.: 226—87. — М.: Энерготехпром. — 1987. — 51 с.
5. Луганский В. И., Третьяков А. И. Проектирование и строительство хранилищ картофеля и овощей. — М.: Стройиздат 1981. — 152 с.

УДК 631.24

Ф. А. ИССЕРС, д-р техн. наук, Е. С. ШПРИЦ, инж. (НИИЖБ)

## Исследование конструктивных решений быстромонтируемых сельскохозяйственных зданий модульного типа

Особенности действующей в хранилищах нагрузки (передача на стены бокового давления при навальном хранении продукции), опыт изготовления и строительства быстромонтируемых зданий показали целесообразность внесения некоторых изменений в конструктивные элементы сооружения, что потребовало проведения специальных исследований.

В традиционных решениях быстромонтируемых зданий карнизный

стык образуется путем устройства в продольных ребрах стеновых панелей уступов, на которые устанавливаются плиты покрытий. Более технологичной представляется конструкция стыка со стальными закладными деталями-столиками.

Для получения экспериментальных данных о прочностных и деформативных характеристиках такого стыка испытывали два фрагмента продольных ребер стеновых панелей с поперечными

размерами и армированием, соответствующим натурным конструкциям.

Образцы К1-1 и К1-2 отличались друг от друга только конструкцией закладной детали-столика. Их испытывали на стенде, представляющем собой П-образную раму, закрепленную в силовом полу (рис. 1). Загружение осуществляли двумя гидродомкратами. На первом этапе каждого цикла испытаний образцы пригружали сосре-

доточенными силами, приложенными по центру тяжести сечения для обеспечения их устойчивости. Дальнейшее нагружение производили через консоли. Нагрузку от домкратов передавали через стальные проставки и центрирующие прокладки в местах фактического опирания плит.

Для обеспечения геометрической неизменяемости всей системы были установлены стяжки, а для исключения трения между грузочными проставками и образцами — фторопластовые прокладки.

При испытании было проведено три цикла нагружения с постепенным увеличением нагрузки вплоть до разрушения образцов. В процессе нагружения измеряли деформации бетона и арматуры (анкеров закладных деталей-столбиков) и перемещение консолей. Существенных различий в характере напряженно-деформированного состояния обоих образцов не зафиксировано.

Первые трещины появились на боковых поверхностях образцов у места заделки в бетон верхней пластины консоли. Ширина их раскрытия в процессе нагружения не превышала 0,2...0,3 мм. При дальнейшем нагружении появились наклонные трещины у горизонтальных анкеров закладных деталей с шириной их раскрытия, не превышающей 0,1 мм. В конце нагружения был зафиксирован

сдвиг опорных уголков относительно бетона.

Разрушение образцов произошло от местного смятия бетона под пластиной и уголком закладной детали. Анализ деформаций растянутых анкеров закладных деталей (рис. 2) позволяет выделить следующие особенности их работы.

Деформации анкеров при втором нагружении меньше, чем при третьем. Это объясняется, по-видимому, тем, что первоначально часть момента от консоли воспринималась бетоном в месте заделки пластины столика. После образования трещин в этих узлах и расстройстве заделки пластины бетон воспринимает лишь перерезывающую силу, а усилие от изгибающего момента воспринимается за счет растяжения анкеров.

Деформации анкера в образце К1-1 на 20...25 % меньше, чем в К1-2, что объясняется разницей в высоте их консолей. Рост деформаций анкеров уменьшается с увеличением нагрузки, что может свидетельствовать о том, что в ходе нагружения из-за прогиба консоли большая часть внешней нагрузки перераспределяется на ее опорное сечение и передается на бетон образца в виде сдвигающих усилий.

Разрушение образцов происходит из-за смятия бетона под пластиной и уголком закладной детали. Это подтверждается также и тем,

что при существенной разнице усилий в растянутых анкерах в течение всего нагружения разрушение обоих закладных деталей произошло при той же нагрузке.

Характер роста деформаций сжатых анкеров в обеих закладных деталях близок к линейному. Расчетный анализ их прочности проводили методом предельного равновесия. В качестве расчетной схемы принята стержневая система, представленная на рис. 3.

Учитывая выявленный характер разрушения, можно определить вертикальные опорные реакции  $V_A$  и  $V_B$  как предельные усилия смятия бетона под опорной пластиной и опорным уголком.

Расчетная площадь смятия  $A_{loc1} = (l_{loc1} + l_{loc2}) \cdot (b_{loc1} + b_{loc2})$  (см. рис. 1). При этом часть нагрузки воспринимается вертикальной проекцией усилия в сжатом анкере 5. Горизонтальные усилия от внешней нагрузки  $M = P_c l$  воспринимаются в точке  $A$  растянутым анкером 4, а в точке  $B$  — горизонтальной составляющей усилия в сжатом анкере и предельным усилием смятия бетона под опорным уголком по площади  $A_{loc2} = b_{loc2} \cdot l_{loc3}$ ; при этом  $H_A = -H_B = M/h$ .

Сила  $P_c$  определена, как опорная реакция балки, имеющей жесткую заделку на опоре  $A$  и шарнирную на опоре  $C$

$$P_c = 3/8ql.$$

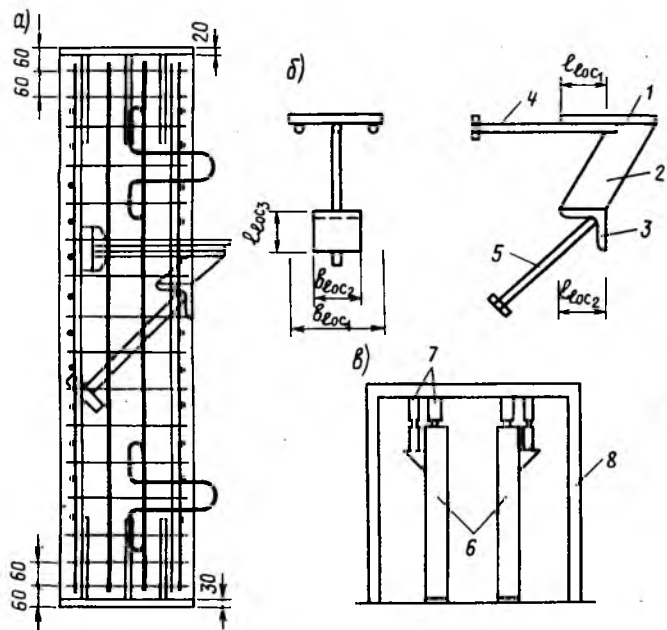


Рис. 1. Конструкция фрагмента стыкового сопряжения  
 а — армирование; б — закладная деталь; в — схема испытаний;  
 1 — опорная пластина; 2 — ребро жесткости; 3 — опорный уголок;  
 4, 5 — растянутый и сжатый анкера; 6 — опытные образцы; 7 — домкраты; 8 — силовая рама

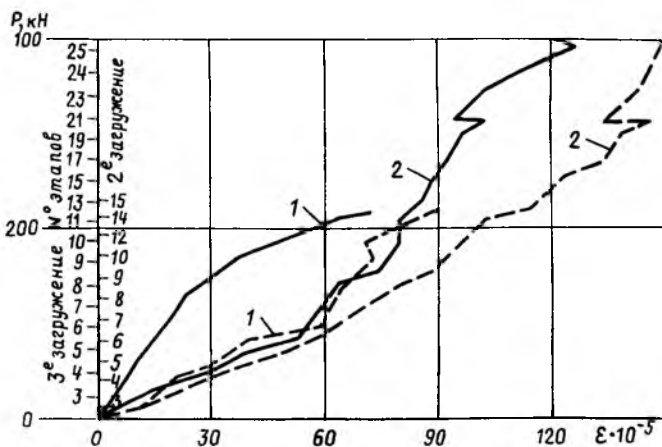


Рис. 2. Деформации растянутых анкеров закладных деталей  
 1 — второе нагружение; 2 — третье нагружение; — — — 1-й образец; - - - - 2-й образец



Для проверки указанного подхода проводили расчет усилий в растянутых анкерах обеих закладных деталей. Сравнение результатов расчета с усилиями, определенными по экспериментальным значениям деформаций анкеров (см. таблицу) при нагрузке 250 кН на консоль, показывает хорошую их сходимость для обоих образцов.

Непосредственно перед разрушением доля внешней нагрузки, передаваемая в виде силы  $P_c$ , уменьшилась примерно на 30% благодаря отмечавшемуся выше перераспределению усилий. Однако при расчете площади растянутых анкеров это обстоятельство в запас прочности можно не учитывать.

Анализ прогибов консолей показал, что только 8...13% прогиба приходится на деформацию собственно закладных деталей. Следовательно, прогиб консоли и угол ее поворота обусловлены, в основном, обмятием бетона под пластиной и уголком столика. Прогибы, зафиксированные при испытаниях, почти одинаковы при изменении конструкции закладных деталей в случае сохранения площади опирания на бетон в местах их заделки.

Экспериментальные исследования показали, что при принятой конструкции закладной детали-столика ее несущая способность в 3,5 раза больше требуемой, что позволило рекомендовать ее облегчение.

Рассчитывать закладную деталь предлагается как шарнирно-стержневую систему (см. рис. 3), при этом доля нагрузки, приходящейся на конец консоли, принимается равной  $3/8P$ . Площадь опирания закладной детали в местах заделки пластины и уголка определяется исходя из обеспечения прочности бетона на местное смятие в соответствии с указаниями СНиП 2.03.01—84, а усилия в растянутых анкерах — из расчета стержневой системы.

Для закладной детали под расчетную нагрузку 120 кН можно отказаться от сжатого анкера, а растянутые анкера принять из двух стержней диаметром 12 мм из стали класса А-III.

При проектировании стеновых панелей быстромонтируемых зданий традиционно применяют армирование продольных ребер пространственными каркасами. Применение плоских арматурных кар-

Образец	$P_c^T$ , кН	$N_{ан1}^I$ , кН	$N_{ан1}^0$ , кН	Разница $\frac{N_{ан1}^I - N_{ан1}^0}{N_{ан1}^I} 100\%$
K1-1	93,7	107,2	97,0	9,5
K1-2	93,7	145,0	136,0	9,6

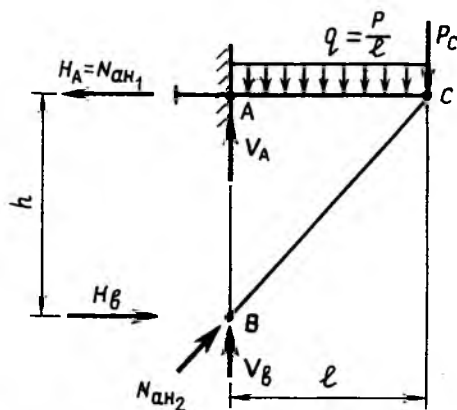


Рис. 3. Расчетная схема закладной детали

касов намного повысит технологичность конструкций и снизит трудозатраты при их изготовлении.

Для выявления устойчивости продольных ребер при нагружении испытывали фрагмент панели (половина по ширине) с натурными размерами и армированием. При испытании определяли также степень вовлечения полки стеновых панелей в работу продольного ребра при внецентренном сжатии. Продольное ребро фрагмента было армировано плоским каркасом, включающим два продольных стержня диаметром 30 мм из стали класса А-III (вместо предусмотренных в проекте стержней диаметром 36 мм) и хомуты диаметром 12 мм из стали того же класса с шагом 100 мм. Класс бетона принят В25.

Образец загружали продольной и поперечной сосредоточенными си-

лами, что обеспечивало, как и в реальном здании, работу конструкции в условиях внецентренного сжатия. Продольную силу прикладывали к торцам ребер, поперечную — в середине пролета стеновой панели (рис. 4).

Было проведено шесть нагружений образца. При первом и третьем нагружениях к образцу прикладывали продольную силу 135 кН и поперечную 14,1 кН; при втором нагружении — только поперечную силу до 29 кН; при четвертом — только продольную до 255,4 кН; при шестом нагружении — продольную и поперечную силы соответственно до 364,8 и 78,1 кН.

При испытаниях измеряли прогибы продольного ребра панели, осадку опор и деформацию продольного ребра в середине пролета, деформации бетона продольного ребра и полки в сечении в середине ее пролета; фиксировали также появление и развитие трещин.

Как видно из рис. 5, незначительная часть полки работала совместно с продольными ребрами на сжатие (около 400 мм), причем сжимающие напряжения распределялись неравномерно, уменьшаясь по мере удаления от продольного ребра. Вычисленный по показаниям тензометров коэффициент полноты эпюры деформаций составляет  $\omega = 0,42...0,45$ .

При этом ширина свеса полки, включаемая в расчет,  $b_f' = 47 \cdot 0,45 = 21$  см, что соответствует реко-

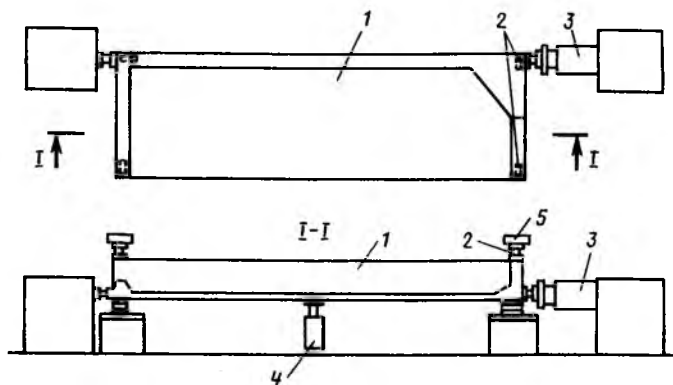


Рис. 4. Схема испытаний фрагмента стеновой панели  
1 — опытный образец; 2 — шарнирные опоры; 3, 4 — гидродомкраты ДГ-50, ДГ-5, 5 — упоры испытательного стенда

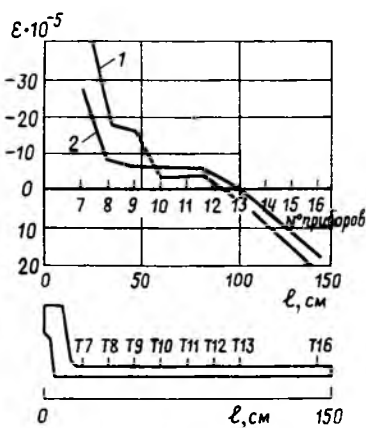


Рис. 5. Распределение деформаций по наружной поверхности полки панели  
1 — 8-й этап; 2 — 4-й этап; T7...T16 — номера тензометров

мендуемой нормами величине  $b_f' = 6h_f'$ .

Опытные и теоретические характеристики жесткости, трещиностойкости и прочности панели, определенные по СНиП 2.03.01—84, удовлетворительно совпадают.

Достигнутые при разрушении опытного образца усилия превышают расчетное усилие в середине высоты панели в 2 раза, а усилие, которое может действовать в верхнем узле рамы, — в 1,8 раза. При этом расчет усилий с учетом фактических дефор-

маций и по приближенной методике учета влияния прогибов по коэффициенту  $\eta$  дает близкое совпадение.

### Выводы

Установлено, что при усилиях, близких к усилиям от расчетной нагрузки на покрытие, трещины в стеновых панелях не наблюдаются, деформации их в плоскости изгиба практически отсутствуют. При принятом армировании плоским каркасом никаких признаков потери устойчивости при разрушении не зафиксировано.

При проектировании панелей рекомендуется основную рабочую арматуру выполнять в виде плоского каркаса с двумя рабочими стержнями, сечение которых определяется по расчету в средней части высоты панели. В верхней части стеновой панели, примыкающей к узлу сопряжения с плитой покрытия, необходимо вводить в каркас дополнительные стержни с учетом действующего в узле усилия.

Таким образом, проведенные исследования позволили разработать стеновые панели с облегченным армированием и более технологичными стыками для быстромонтируемых зданий хранилищ сельскохозяйственной продукции.

### НОВОЕ ПОСОБИЕ

по проектированию и изготовлению железобетонных колонн и их стыков с высокопрочной арматурой для каркасов многоэтажных зданий

В нашей стране большое распространение получили многоэтажные здания с железобетонными сборными каркасами. При проектировании и изготовлении колонн каркасов почти все организации пользуются «Руководством», разработанным НИИЖБом и изданным в 1970—1975 гг.

За прошедшие годы в рассматриваемой области произошли значительные изменения: переработаны все стандарты, технические условия, освоено производство арматурных сталей новых классов, предложены новые типы стыков с использованием полимеров и внедрены иные новшества.

НИИЖБ подготовил новое Пособие по указанной проблеме, состоящее из 119 страниц машинописного текста с 14 рисунками и приложениями.

Используя Пособие, можно сократить трудозатраты при изготовлении, улучшить качество монтажа, уменьшить процент брака конструкций.

По заявкам пользователей НИИЖБ готов передать рукопись Пособия по договорной цене 1,2 тыс. р. Пособие будет направлено через месяц после перевода денег на счет института; кроме того, институт может заключить договор с заинтересованными организациями на оказание консультативной помощи.

Адрес НИИЖБа: 109428,  
Москва, 2-я Институтская ул., 6.  
Расчетный счет № 584804  
в Волгоградском отделении  
Промстройбанка г. Москвы,

МФО 201101.

Телефоны: 174-88-53 (Н. Г. Матков),  
171-93-71 (Л. П. Павлова).

## Вниманию специалистов!

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

Справки по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская, 6, корп. 6, МГП «Агро модуль», Л. В. Сасонко,  
тел. 174-89-98, 174-82-20.

## Совершенствование колонн подсилованных этажей зерновых элеваторов

Воздействие вертикальных нагрузок на подсилованные конструкции и фундаментную плиту силосных корпусов является переменным и длительным, причем преобладают нагрузки от сыпучего материала. Выход из строя этих конструктивных элементов сооружения и потери времени из-за остановки предприятия на выполнение ремонтных работ требуют более полного учета специфики воздействий с целью повышения эксплуатационной надежности силосных корпусов и улучшения их экономических показателей. Анализом повреждений установлено, что усилить подсилованные железобетонные колонны можно устройством обойм, бандажей или хомутов [1].

В основе принятых конструктивных решений использовали принцип ограничения поперечных деформаций усилением поперечного армирования для повышения сопротивления микротрещинообразованию бетона, обусловленному переменными напряжениями.

Две серии колонн размером  $150 \times 150 \times 600$  мм испытывали в два этапа — на первом при малоцикловых длительных нагружениях, имитирующих реальные режимы воздействий, на втором образцы доводили до разрушения по методике кратковременных испытаний при постоянной скорости деформирования, отвечающей условиям работы колонн в составе системы «верхнее строение силосного корпуса — фундаментная плита — деформируемое основание».

При этом изучали три варианта армирования. Первый представлял модель типовой колонны с продольной арматурой  $4\varnothing 14$  А-III и хомутами  $\varnothing 4$  Вр-4 с шагом 125 мм. Остальные имели высокопрочную стержневую продольную арматуру  $4\varnothing 10\text{A-V}$  в сочетании с различным поперечным армированием — часто расположенными хомутами  $\varnothing 4$  Вр-1 с шагом 50 мм или сетками косвенного армирования  $\varnothing 4$  Вр-1 с шагом 80 мм, размером ячейки 43 мм.

Относительную прочность бетона  $\eta(t) = \sigma_s(t) / R_b(t)$  к началу ис-

пытаний 0,25 и 0,6 подбирали таким образом, чтобы перекрыть ожидаемый диапазон колебаний напряжений в бетоне и арматуре в подсилованных колоннах при нормальной эксплуатации силосного корпуса.

Режим нагружения образцов характеризовался отношением переменной длительной нагрузки к постоянной, равной 0,35, продолжительностью цикла нагрузки 10 сут, коэффициентом асимметрии по нагрузке  $q_N = N_{\min} / N_{\max} = 0,2$  на первом цикле при продолжительности разгрузки 3 сут и полной нагрузки 5 сут, числом циклов, равном семи.

На начальном этапе использовали две группы пружинных установок, причем каждая давала возможность загружать два образца усилием до 250 кН. Циклы «нагрузка — разгрузка» обеспечивались совместной работой системы, состоящей из насосной станции, гидродомкратов и пружинных установок.

Структурные изменения в бетоне и в связях «бетон — арматура» железобетонных образцов вследст-

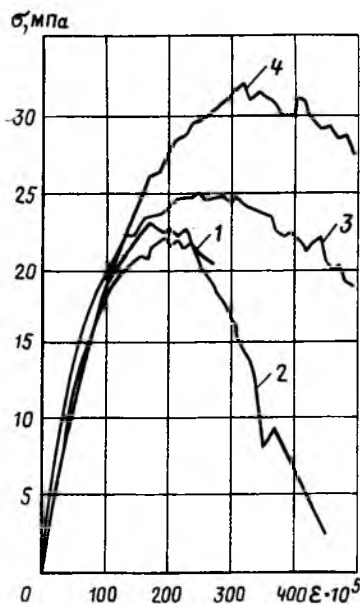


Рис. 1. Опытные диаграммы деформирования  $\sigma-\epsilon$  бетона для бетонных (1) и железобетонных (2...4) образцов

2 — аналог типовой колонны; 3 — модель с высокопрочной арматурой и часто расположенными хомутами; 4 — то же с сетками косвенного армирования

вне циклических воздействий контролировали с использованием ультразвукового импульсного метода по диаграмме  $\eta-\Delta v/V_0$  и по значениям дифференциального коэффициента поперечной деформации  $\Delta v = \Delta \Sigma_{\text{поп}} / \Delta \Sigma_{\text{прод}}$ .

В качестве критерия истощения несущей способности колонн на завершающем этапе испытаний рассмотрели образование продольных трещин и откол защитного слоя, а также потерю устойчивости продольной рабочей арматуры, сопровождающуюся текучестью или разрывом арматуры хомутов или сеток косвенного армирования.

По результатам экспериментов на компьютере IBM PC обработали данные и построили полные диаграммы деформирования сжатого бетона  $\sigma-\epsilon$ , работавшего в условиях отсутствия бокового стеснения для бетонных образцов (рис. 1) и с ограничением поперечных деформаций при различных коэффициентах поперечного армирования. Опытные диаграммы аппроксимировались полиномом 4-го порядка.

При обработке использовали методику трансформирования к стандартным значениям прочности бетона  $R_b$  в вершине диаграммы  $\sigma-\epsilon$  и предельной деформации  $\epsilon_b$ , соответствующей этому напряжению [2] (см. таблицу).

При анализе поведения режимных и эталонных образцов при циклических нагружениях и кратковременном испытании до разрушения установлено, что процесс стабилизации приращений продольных и поперечных деформаций, перераспределения внутренних усилий в бетоне и арматуре наиболее интенсивно происходит на первых двух циклах воздействия. К концу седьмого цикла усилия в арматуре выросли на 30 %, в бетоне уменьшились на 7,3 %, в основном из-за ползучести бетона при переменных нагружениях. Совмещенные опытные кривые деформирования бетона  $\sigma-\epsilon$  отражают влияние стеснения, вызванного поперечным армированием разной интенсивности, на напряжения в вершине диаграммы, характер кривой и предельные и максимальные деформации. Призменная прочность  $R_b$  и предельные деформации  $\epsilon_b$  в вершине диаграммы  $\sigma-\epsilon$  армированного бетона в железобетонных образцах с высокопрочной продольной арматурой, частыми хомутами или сетками косвенного армирования по сравнению с аналогичными

Шифр образцов	Трансформированные характеристики, МПа					$N_u^{exp}/N_u^{th}$
	$\sigma_b^{max}$	$\epsilon_b^{max} \cdot 10^5$	$\epsilon_a \cdot 10^{-3}$	$N_u^{exp}, \text{кН}$	$N_u^{th}, \text{кН}$	
ПА1-1-1,2	34,3	169	22,0	965	918	1,051
ПА1-1-1,2	39,5	168	26,5	1075	1025	1,049
ПА1-2-1,2	44,7	264	29,7	1085	1106	0,980
ПА1-3-1,2	33,5	271	31,8	1110	1106	1,003
ПА11-1-2	25,3	179	21,0	810	731	1,108
ПА11-3-1,2	28,4	345	23,4	845	783	1,080

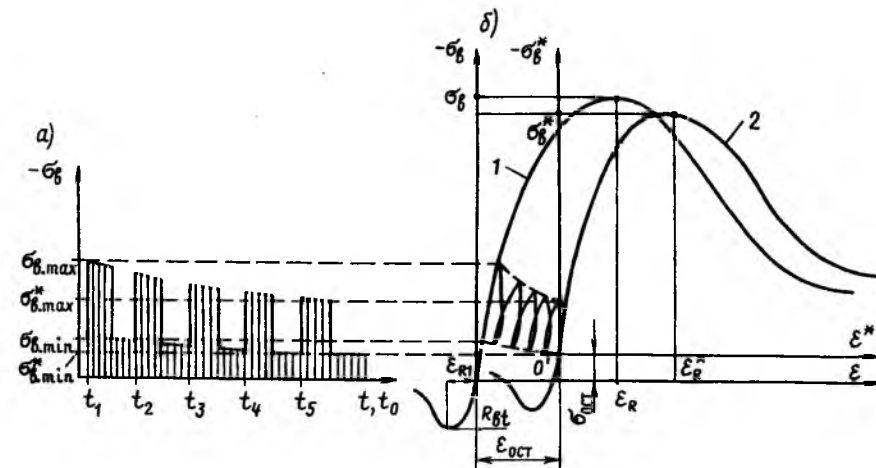


Рис. 2. Диаграммы изменения напряжений при длительных многократно повторных нагружениях постоянного уровня и неполных нагрузках и диаграммы деформирования сжатого бетона

а — эксплуатационное состояние; б — предельное; 1 — исходная диаграмма; 2 — трансформированная

значениями прочности и деформаций бетонных образцов увеличились на 54 и 75 %. Режимные нагрузки на первом этапе при максимальных относительных напряжениях на первом цикле  $\eta_1 = 0,25$  увеличили несущую способность железобетонных колонн на 5 ... 10 % вследствие преобладания упрочнения в бетоне над разупрочнением.

В результате сопоставления данных выявлено, что кратковременная прочность колонн, армированных сталью А-V, оказалась выше (на 5 и 9 %) по сравнению с образцами с продольной арматурой А-III, что подтвердило целесообразность предложенных конструктивных решений. Циклические нагружения при  $\eta_2 = 0,65$  сказались на незначительном (до 5 %) снижении прочности режимных образцов. Использование ультразвуковой техники позволило оценить влияние усиления поперечной арматуры на уровень уплотнения структуры бетона и снижения микродефектов. По сравнению с бетоном неармированных образцов  $R_{cr}^0$  и  $R_{cr}^v$  повысились:

$$\left. \begin{aligned} R_{cr}^0 &= (0,6 \dots 0,77) R_b; \\ R_{cr}^v &= (0,79 \dots 0,94) R_b. \end{aligned} \right\} (1)$$

Проектирование подсилованных железобетонных конструкций связано с прогнозированием напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций на основе моделирования реальных эксплуатационных режимов и оценки их несущей способности с учетом предшествующих воздействий.

Расчет несущей способности подсилованных колонн, работающих с малыми эксцентриситетами, основан на учете изменения структуры и напряженно-деформированного состояния под влиянием регулярных повторно-переменных нагрузок. При этом вместо унифицированных полных диаграмм  $\sigma-\epsilon$  для бетона и стали вводят трансформированные полные диаграммы согласно трехкомпонентной модели, отраженной на рис. 2.

В качестве меры структурных повреждений бетона приняли приращение в площадях фигур, ограниченных унифицированными и трансформированными диаграммами  $\sigma-\epsilon$

$$\Delta A = \int_0^{\epsilon_{lim}} f^*(\epsilon) d\epsilon - \int_0^{\epsilon_{lim}} f(\epsilon) d\epsilon, \quad (2)$$

где  $f(\epsilon)$ ,  $f^*(\epsilon)$  — функции, описывающие унифицированные и трансформи-

рованные диаграммы деформирования железобетонного элемента.

В последних диаграммах отражены изменения в базовых параметрах вследствие переменности и длительности воздействий. Остаточные деформации к концу  $i$ -го цикла эксплуатационных воздействий при разделении полных силовых деформаций  $\epsilon(t, t_0)$  на их составляющие: упругомгновенные  $\epsilon_{el1}(t, t_0)$  и  $\epsilon_{el2}(t, t_0)$  деформации ползучести при нагрузке и разгрузке  $\epsilon_{c2}(t; t_0)$  и  $\epsilon_{aft}(t; t_0)$  записывали в виде

$$\epsilon_{ост}^i(t_i; t_1) = \epsilon_{ост}^{i-1}(t_{i-1}; t_1) + [e_{el1}^{i-1} + e_{c2}^{i-1}] - (\epsilon_{el2}^{i-1} + e_{aft}^{i-1}), \quad (3)$$

где  $t_1$  — возраст бетона при нагрузке 1-го цикла;  $t_i$  — возраст бетона к  $i$ -му циклу загрузки.

Деформационный и прочностной расчеты подсилованных колонн с учетом остаточных усилий, перемещений и трансформированных диаграмм деформирования с введением фактических значений базовых параметров выполнены по программам SECTN и WORK, разработанным в МИСИ, что подтвердило приемлемость данного подхода (см. таблицу).

## Выводы

Усиление поперечной арматуры и замена продольной арматуры класса А-III высокопрочной арматурой классов А-V и А-VI обеспечивает более эффективную работу подсилованных колонн при переменных нагружениях.

Работа бетона в условиях объемного сжатия позволила реализовать прочность и деформативность высокопрочной арматуры, а также улучшить технико-экономические показатели колонн. Расчеты, выполненные согласно рекомендациям [3], показали, что ожидаемое снижение расхода стали 47 кг, стоимости 27 %.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Скориков Б. А., Карев В. И., Фрейфельд А. В. Реконструкция элеваторных сооружений. — М.: Агропринтат, 1988. — 143 с.
- Карпенко Н. И., Мухамедиев Т. А., Петров А. Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций при воздействиях различной интенсивности. — М.: НИИЖБ, 1980. — 157 с.
- Рекомендации по определению расчетной стоимости и трудоемкости изготовления сборных железобетонных конструкций на стадии проектирования. — М.: НИИ экономики, 1985. — 140 с.

УДК 691.327:691.511.55

К. М. КОРОЛЕВ, Т. Ю. ГАЛКИНА, кандидаты техн. наук, В. Ю. МАКАРОВ, инж. (НИИЖБ)

## Особенности приготовления и транспортирования бетонных смесей на новых вяжущих

В связи со значительным дефицитом в стране цемента, многие организации заняты разработкой новых технологий для сокращения его расхода, а также созданием новых видов вяжущих, например вяжущих низкой водопотребности (ВНВ), тонкомолотых многокомпонентных вяжущих (ТМЦВ) и др.

К настоящему времени накоплен определенный опыт по применению ВНВ и ТМЦВ в технологии сборного и монолитного бетона и железобетона.

Так как технология приготовления бетонных смесей на эффективных вяжущих принципиально не отличается от технологии приготовления смесей на портландцементе, в НИИЖБе исследовали особенности применения интенсивной раздельной технологии для приготовления бетонных смесей на ВНВ и ТМЦВ, а также транспортирование таких смесей в готовом виде автосамосвалами.

При проведении экспериментов использовались следующие материалы: в качестве вяжущих ВНВ-100, ТМЦВ-50 (П) на тонкомолотом песке, ТМЦВ-50 (З) на золе, в качестве заполнителя — песок Московецкого карьера с  $M_x=1,9...2,1$ , в качестве крупного — гранитный

щебень фракций 5... 10 и 10...20 мм в соотношении 30:70, в качестве пластифицирующей добавки — суперпластификатор С-3 в количестве 0,5 % массы вяжущего.

Приготовление контрольных бетонных смесей по традиционной технологии осуществляли в лабораторном бетоносмесителе роторного типа вместимостью 50 л. При раздельной технологии для обработки вяжуще-песчаного раствора применяли лабораторный смеситель-активатор СА-25 конструкции КузНИИшахтостроя вместимостью 25 л с частотой вращения 1500 об/мин.

При приготовлении контрольных смесей все компоненты загружали в бетоносмеситель одновременно, а время смешивания составляло 120 с. Бетонную смесь по интенсивной раздельной технологии готовили в две стадии. На первой — в активатор загружали 50 % дозы песка и всю воду, идущую на замес (суперпластификатор подавали вместе с водой затворения). Через 15 с после включения в активатор загружали вяжущее. Объем загрузки активатора составлял 0,75 %. Общее время активации, отсчитываемое с конца загрузки всех компонентов, составляло 60 с.

На второй стадии активированный вяжуще-песчаный раствор смешивали с оставшейся дозой песка и крупным заполнителем в бетоносмесителе в течение 60 с.

Приведенные параметры активационного режима обработки вяжуще-песчаного раствора определяли предварительно по максимальному прочностному эффекту, достигаемому в бетоне, приготовленном по интенсивной раздельной технологии.

Из бетонных смесей формовали серии образцов бетона размерами 10×10×10 и 10×10×40 см и испытывали на сжатие и растяжение при изгибе через 3 и 28 сут нормального твердения.

Составы бетонных смесей даны в табл. 1. Контрольные смеси на ВНВ имели  $0.K.=7...8$  см, на ТМЦВ —  $0.K.=2...4$  см, т. е. марку по удобоукладываемости соответственно П2 и П1 в соответствии с ГОСТ 7473—85.

Сравнительный анализ кривых на рис. 1 показывает, что наибольший технологический эффект прироста прочности бетона на сжатие получен при расходе вяжущих 300 кг/м<sup>3</sup> и составляет для ВНВ-100—26, для ТМЦВ-50(П) — 26, для ТМЦВ-50(З) — 25 %. С увеличением расхода вяжущих до 420...450 кг/м<sup>3</sup> прирост прочности активированного бетона по сравнению с традиционной технологией снижается до 4,10 и 6 % соответственно для бетона на ВНВ, на ТМЦВ(П) и ТМЦВ(З). Снижение прироста прочности с увеличением расхода вяжущих наблюдается и при испытании бетона на растяжение при изгибе. Так, при расходах ВНВ-100, ТМЦВ-50(П) и ТМЦВ-50(З) 300 кг/м<sup>3</sup> указанные характеристики составляют соответственно 24, 23 и 21 %, а при расходах 420...450 кг/м<sup>3</sup> — 6,4 и 4 %.

Таблица 1

№ составов	Состав бетона на 1 м <sup>3</sup>					В-Ц	О.К., см
	вяжущее, кг	песок, кг	щебень, кг	вода, л	С-3, %		
ВНВ-100							
1	300	870	1020	140	—	0,467	7
2	420	755	1020	137	—	0,326	8
ТМЦВ-50(П)							
3	300	880	1040	147	0,5	0,490	2
4	450	700	1140	153	0,5	0,340	4
ТМЦВ-50(З)							
5	300	930	1000	134	0,5	0,447	2
6	450	730	1050	154	0,5	0,342	4

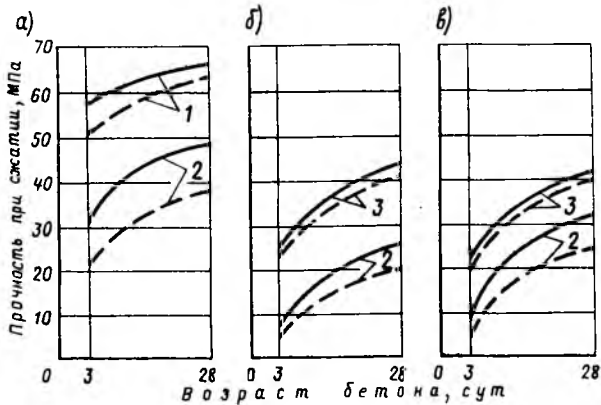


Рис. 1. Зависимость прочности бетона от технологии приготовления бетонной смеси и расхода вяжущих  
 а — ВНВ-100; б — ТМЦВ 50 (П); в — ТМЦВ-50 (Ш+П); 1 — 420; 2 — 300; 3 — 450 кг/м<sup>3</sup>;  
 ——— интенсивная раздельная технология;  
 - - - традиционная технология

При проведении экспериментов по транспортированию бетонных смесей в качестве вяжущих использовали ВНВ-50, ТМЦВ-50 (Ш+П), содержащие по 25 % тонкомолотого гранулированного шлака и песка, а также портландцемент Воскресенского завода марки 400. Остальные составляющие были те же, что и в исследованиях по раздельной технологии. Приготовление бетонных смесей осуществляли в лабораторном спирально-вихревом смесителе ССВ-10 вместимостью 10 л.

Расслаиваемость смесей изучали по разработанной авторами методике, имитирующей процесс транспортирования смеси в автосамосвале. Приготовленную смесь загружали в сборную вертикальную трубу, состоящую из четырех цилиндров высотой 200 мм каждый, закрепленную на вибростоле. Затем каждые 5 мин включали вибростол и вибрировали смесь в течение 10 с. Общее время эксперимента варьировали в зависимости от удобоукладываемости смеси по ГОСТ 7473—85: для марки П1—60, П2—35, П3...П4—20 мин. После вибрирования последовательно отбирали смесь из каждого цилиндра, начиная с верхнего, и определяли содержание растворной составляющей и показателя раствороотделения по высоте столба. Далее по той же методике готовили идентичный состав, смесь из цилиндров отформовывали и испытывали на прочность при сжатии образцы-кубы с ребром 7 см через каждые 28 сут нормального хранения. Одновременно рассчитывали коэффициенты вариации послойной прочности бетона.

Эксперименты проводили на составах с расходом вяжущих 360...480 кг/м<sup>3</sup>. Контрольными являлись составы с О.К.=7,8 см на портландцементе, удовлетворяющие по расслаиваемости требованиям ГОСТ 7473—85.

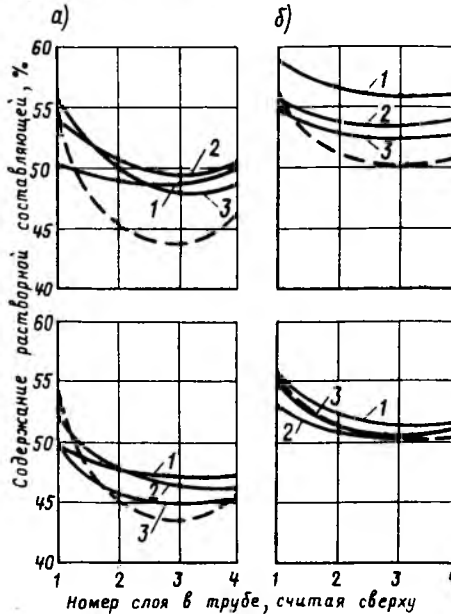


Рис. 2. Изменение содержания растворной составляющей по высоте столба транспортируемой бетонной смеси при расходе вяжущих  
 а — 360 кг/м<sup>3</sup> ВНВ-50; б — 480 кг/м<sup>3</sup> ТМЦВ-50 (Ш+П); О. К.: 1—1...4 см; 2—5...9 см; 3—10...20 см;  
 ——— контрольный состав на ПЦ с О. К.=7...8 см

Таблица 2

Расход вяжущего, кг/м <sup>3</sup>	Показатель раствороотделения П <sub>р</sub> , %	Средняя прочность бетона, МПа	Коэффициент вариации прочности бетона по высоте столба
ВНВ-50			
360	1,96	49,8	5,60
480	0,92	65,5	4,64
ТМЦВ-50 (Ш+П)			
360	4,26	19,9	6,23
480	2,48	30,3	5,18
ПЦ М400			
360	4,71	29,2	9,25
480	3,35	33,5	7,40

Примечание. Марка по удобоукладываемости П2

Анализ экспериментальных данных (рис. 2, табл. 2) показывает, что наибольшее расслоение при транспортировании наблюдается в бетонных смесях высокой подвижности (ПЗ...П4) при расходе вяжущих 360 кг/м<sup>3</sup>. Это подтверждается возрастанием коэффициентов вариации послойной прочности бетона в 1,5...2 раза с увеличением подвижности бетонных смесей от П1 до П4. Бетонные смеси на ВНВ и ТМЦВ менее подвержены расслоению, чем смеси на портландцементе, поскольку их показатели раствороотделения ниже контрольных. Таким образом, бетонные смеси на ВНВ и ТМЦВ можно транспортировать в более жестких условиях.

### Выводы

Приготовление бетонов на высокоэффективных вяжущих по традиционной технологии не имеет принципиальных отличий от приготовления бетонов на портландцементе. Применение интенсивной раздельной технологии для бетонов на высокоэффективных вяжущих обеспечивает увеличение прочности на 20...25 %, что в 1,5...2 раза превосходит аналогичный эффект на портландцементе. Продолжительность транспортирования бетонных смесей на высокоэффективных вяжущих можно увеличить по сравнению с ГОСТ 7473—85 на 25...30 % для смесей на ТМЦВ и на 45...50 % для смесей на ВНВ.

По полученным данным разработана первая редакция технологического регламента на приготовление и транспортирование бетонных смесей на ВНВ и ТМЦВ.

### Внимание специалистов!

В сентябре 1992 г. в Москве состоится VII Международный конгресс по применению полимеров в бетоне (ИКПИК-92).

Организатором конгресса является Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) Госстроя СССР.

Заявки на участие в работе конгресса просим направлять в комиссию по отбору докладов Оргкомитета ИКПИК-92 проф. В. В. Патурову по адресу:

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

# Предельная деформативность бетона при двухосном сжатии с учетом стеснения деформаций

При деформировании бетона в железобетонных конструкциях создается поперечное и продольное стеснение. Поперечное вызвано ограничением в развитии поперечных деформаций, а продольное — в развитии продольных. Если при нагружении бетона в обойме в виде трубы продольное усилие передается только на бетон, то обойма создает ограничения на развитие поперечных деформаций. Если передача продольного усилия осуществляется одновременно на бетон и трубу, выполняющую роль обоймы, то возникает продольное стеснение. В конструкциях роль обоймы могут выполнять менее напряженный бетон, например, при неравномерном распределении напряжений в сечениях, а также поперечное и продольное армирование. Имеются сведения о влиянии поперечного стеснения при плоском напряженном состоянии на предельную деформацию бетона, однако данные о характере продольного стеснения отсутствуют.

В экспериментах продольное стеснение при двухосном сжатии бетона создавали вследствие деформирования упругих элементов в одном из направлений действующих

напряжений  $\sigma_{bj}$  (рис. 1). При этом упругие элементы не имели сцепления с бетоном. Продольное стеснение характеризовалось коэффициентом

$$n_{r1} = \frac{B_{sys,j}}{B_b(t_0)}, \quad (1)$$

где  $B_b(t_0)$  — начальная жесткость бетона в направлении  $j$  действия усилия;  $B_{sys,j}$  — то же упругого элемента.

Специальные устройства обеспечивали изменение скоростей деформирования бетона при увеличении нагрузки по сравнению со стандартными испытаниями с постоянной скоростью нагружения для случая одноосного сжатия. При этом исследовали влияние напряженного состояния  $\sigma_{b2}/\sigma_{b1} = 0; 0,5; 1,0$ ; длительности нагружения  $t_u = 40...50$  мин;  $5...5,5$  ч;  $9,5...10$  ч; коэффициента продольного стеснения  $n_{r1} = 0; 0,22; 0,45$  вследствие изменения  $B_{sys,1}$ .

В процессе нагружения выделяли деформации бетона по трем направлениям, развивающиеся в момент условно-мгновенного нагружения (около  $5...10$  с) и за время выдерживания напряжений. Анализ осевых деформаций позволил определить изменение  $\mu_{0,ij}$  поперечных условно-мгновенных деформаций и  $\mu_{cr,ij}$  поперечных деформа-

ций ползучести, используя представления об ортотропности развития деформаций:

$$\begin{aligned} \Delta \epsilon_1^+ &= \Delta \epsilon_1 - \mu_{12} \Delta \epsilon_2; \\ \Delta \epsilon_2^+ &= \Delta \epsilon_2 - \mu_{21} \Delta \epsilon_1; \\ \Delta \epsilon_3^+ &= -\mu_{31} \Delta \epsilon_1 - \mu_{32} \Delta \epsilon_2; \end{aligned} \quad (2)$$

где  $\Delta \epsilon_j$  — приращение деформаций;  $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$  — деформации, соответствующие одноосному нагружению;  $\epsilon_1^+, \epsilon_2^+, \epsilon_3^+$  — деформации плоского напряженного состояния;  $\mu_{31} = \mu_{13}$ .

Значения  $\mu_{0,ij}$  и  $\mu_{cr,ij}$  устанавливали из решения системы (2) при известных деформациях  $\epsilon_j$  для одноосного и плоского напряженных состояний (см. рис. 1). На рис. 1  $\mu_0$  и  $\mu_{cr}$  представлены в зависимости от интенсивности деформаций  $\epsilon_i$  ( $\epsilon_{i,ult}$  — предельная величина, соответствующая одноосному сжатию),  $\mu_{ij}$  монотонно возрастает независимо от наличия или отсутствия стеснения. При изменении  $\sigma_{b2}/\sigma_{b1}$  независимо от уровня нагружения:

$$\begin{aligned} \mu_0 &= \bar{\mu}_0 f(\omega; \frac{\sigma_{b2}}{\sigma_{b1}}); \\ \mu_{cr} &= \bar{\mu}_{cr} f(\omega; \frac{\sigma_{b2}}{\sigma_{b1}}), \end{aligned} \quad (3)$$

где  $\omega$  — уровень деформированного состояния;  $\omega = \epsilon_i/\epsilon_{i,ult}$ ;  $\epsilon_{i,ult}$  — предельная интенсивность деформаций;  $\bar{\mu}_0, \bar{\mu}_{cr}$  — начальные значения.

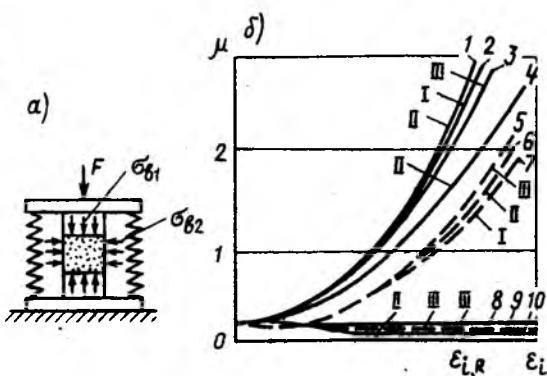


Рис. 1. Схема испытания бетона на двухосное сжатие (а) при продольном стеснении и изменение коэффициентов поперечных деформаций  $\mu_{0,ij}$  (—) и  $\mu_{cr,ij}$  (---) (б)  
 I...III — при  $\sigma_{b2}/\sigma_{b1} = 0; 0,5$  и  $1$ ; 1 —  $(\mu_{31} + \mu_{32})/2$ ; 2 —  $\mu_{21} = \mu_{31}$ ; 3 —  $\mu_{31} = \mu_{32}$ ; 4 —  $\mu_{21}$ ; 5 —  $\mu_{31} = \mu_{32}$ ; 6 —  $(\mu_{31} + \mu_{32})/2$ ; 7 —  $\mu_{21} = \mu_{31}$ ; 8 —  $\mu_{12} = \mu_{21}$ ; 9 —  $\mu_{12} = \mu_{21}$ ; 10 —  $\mu_{12}$

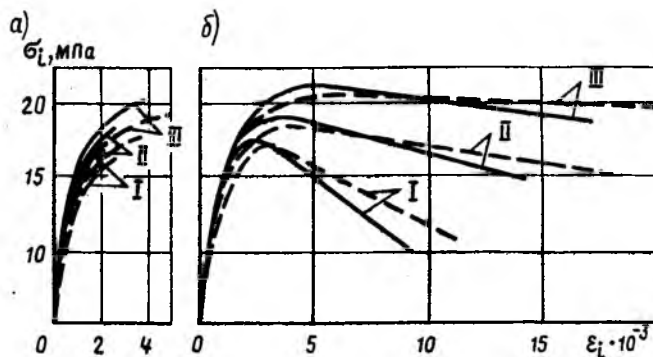


Рис. 2. Диаграммы  $\sigma_i - \epsilon_i$  одно- и двухосно сжатого бетона при отсутствии продольного стеснения (а) ( $n_{r1} = 0$ ) и его наличии (б) ( $n_{r1} = 0,38$ )  
 I...III — при  $\sigma_{b2}/\sigma_{b1} = 0; 0,5$  и  $1$ ; — — — — —  $t_u = 40...50$  мин; - - - - -  $t_u = 9,5...10$  ч

у	$\epsilon_{iR} \cdot 10^3$	$\sigma_{iR}$ , МПа	$\epsilon_{i,ult} \cdot 10^3$	$\sigma_{i,ult}$ , МПа	$v_{ir}(t)/v_{ir}(t_0)$
$b_0$	3,05728	27,63917	7,87301	27,36218	40,83949
$b_{1,x_1}$	0,34981	0,62862	5,65622	-4,23279	-37,14481
$b_{2,x_2}$	1,64616	3,75436	2,88349	6,34727	2,90425
$b_{3,x_3}$	0,49450	-0,61229	0,98099	-0,22772	-0,22074
$b_{11,x_1^2}$	-0,00503	-0,36479	1,38315	-4,80913	-19,80163
$b_{22,x_2^2}$	0,47540	0,00890	-1,16572	-0,11477	3,49735
$b_{33,x_3^2}$	0,02847	0,34419	0,88903	-0,89565	-1,01586
$b_{12,x_1x_2}$	0,32639	0,80300	1,58642	3,32248	3,09204
$b_{13,x_1x_3}$	-0,02218	0,09908	0,46524	0,53425	0,46850
$b_{23,x_2x_3}$	0,35504	-0,13957	0,27000	0,37340	1,08554
Расчетные значения критерия Фишера	0,33	0,83	2,88	1,54	2,17
Теоретические значения $\alpha=0,5$	3,00	2,90	3,00	2,90	3,00

Зависимости (3) не меняются с изменением продольного стеснения ( $n_r = 0 \dots 0,45$ ). Это позволяет использовать данные опытов одноосного сжатия для прогнозирования развития деформаций бетона при двухосном сжатии.

В соотношениях (3)  $\epsilon_{i,ult}$  определяют по значениям осевых деформаций бетона, соответствующих появлению неустойчивости в процессе накопления внутренних повреждений в структуре. Этот момент фиксировали по результатам измерения времени прохождения ультразвуковых импульсов  $\Delta \bar{t}$ . При постепенном увеличении  $\omega$  неустойчивость проявлялась в виде резкого повышения  $\Delta \bar{t}$ , в результате чего и наступало разрушение. Пропорционально увеличению  $\omega$  возрастала  $\Delta \bar{t}$ .

При определенном  $\omega = \epsilon_i / \epsilon_{i,ult}$  неустойчивость проявлялась в виде скачкообразного изменения  $\Delta \bar{t}$ , разрушение не наступало, и рост осевых деформаций продолжался. В этом случае предельную деформативность  $\epsilon_{i,ult}$  устанавливали по наступлению такой формы неустойчивости.

На основании измерения осевых деформаций и вычисления соответствующих им напряжений построены диаграммы «интенсивность напряжений — интенсивность деформаций» по двум характерным точкам — максимального напряжения с координатами  $\sigma_{iR}$  и  $\epsilon_{iR}$  и соответствующей моменту наступления неустойчивости в процессе накопления повреждений с координатами  $\sigma_{i,ult}$  и  $\epsilon_{i,ult}$ . Некоторые из этих диаграмм показаны на рис. 2, а в таблице приведены коэффициенты уравнений регрессии для определения характерных точек диаграмм. В уравнениях регрессии  $V_{ir} = d\epsilon_i / dt$  — скорость интенсивности деформаций в моменты начала нагружения  $t_0$  и появления неустойчивости в процессе накопления повре-

реждений  $t_u$ . Индекс  $r$  означает присутствие продольного стеснения. Поскольку между коэффициентом стеснения и отношением скоростей существует однозначная зависимость, при практическом использовании результатов степень стеснения можно оценивать по изменению скорости деформирования. Для этого необходимо сравнить скорости для бетона в конструкции со скоростями для бетона, нагружаемого в стандартных условиях, например, в соответствии с ГОСТ 24452—80 со стандартной постоянной скоростью  $d\sigma_b/dt$ , определяющей заданное время  $t = t_{st}$  нагружения, стандартное изменение скоростей  $V_i = d\epsilon_{bj}/dt$ , а также соответствующее  $\epsilon_{i,ult, st}$ .

Изменение деформативности предлагается оценить коэффициентом

$$\chi_{i,sys} = \frac{\epsilon_{i,ult}}{\epsilon_{i,ult, st}} \quad (4)$$

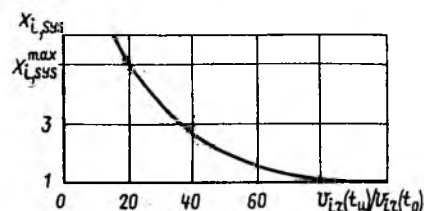


Рис. 3. Зависимость  $\chi_{i,sys}$  от изменения отношения скоростей деформирования бетона

На рис. 3 показаны экспериментальные значения этого коэффициента в зависимости от изменения скоростей деформирования. Они свидетельствуют о существовании зависимости

$$\chi_{i,sys} = \frac{A_{cr}^*}{V_{ir}(t)} \quad (5)$$

В результате обработки данных испытания 54 образцов получено  $A_{cr}^* = 101,253$  при среднем квадратичном отклонении  $\sigma = 13,55$  и коэффициенте вариации  $v = 13,37\%$ . Зависимость (4) получили также теоретически анализом структур-

ной модели бетона, имеющей совокупность дефектных элементов (см. рис. 3). Анализ влияния  $n_r$  и длительности нагружения  $t_u$  на изменение предельной деформативности показал независимость действия этих факторов от стеснения

$$\epsilon_{i,ult} = \epsilon_{i,ult, st} \chi_{i,sys} \chi_{i,r} \quad (6)$$

Влияние соотношения напряжений и длительности нагружения рассмотрено в работе [1]. Для практического использования соотношения (6) с учетом выражения (5) не требуется знание коэффициента стеснения. На основании известной зависимости этого коэффициента от изменения соотношения скоростей деформирования бетона можно рекомендовать следующий способ.

Внешнюю нагрузку  $F$  на рассматриваемую конструктивную систему следует задавать с определенным режимом, характеризуемым скоростью  $dF/dt$  в моменты времени  $t$ , отсчитываемые от начала нагружения. Деформации в системе определяют с использованием уравнений теории ползучести, в которых функции нелинейности зависят от уровня  $\omega$  деформированного состояния [2]. Прогноз  $\epsilon_{i,ult}$  по формуле (6) осуществляют итерационно после вычисления скоростей  $V_{ir}(t)$  и  $V_{ir}(t_0)$  поращения деформаций за определенный промежуток времени. Исчерпание несущей способности бетона фиксируют, когда  $\omega \rightarrow 1$  с заданной точностью приближения.

Такой способ позволяет более точно оценивать несущую способность двухосно-сжатого бетона в конструктивных системах (например, сжато-изогнутые в двух направлениях плиты, а также балки-стенки) с учетом изменения его предельной деформативности в 1... 5 раз вследствие влияния стеснения. Он дает возможность также оценить при этом влияние режима внешнего силового нагружения на изменение предельной деформативности бетона и соответственно этому режиму прогнозировать длительность работы конструкций [3]. Данные о коэффициентах  $\mu_{0,ij}$  и  $\mu_{cr,ij}$  можно использовать для совершенствования соотношений  $\sigma_{bj} - \epsilon_{bj}$  бетона.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Ивашенко Ю. А. Деформационная теория разрушения бетона // Изв. вузов. Сер.: Стр-во и архитектура.— 1987. № 1.— С. 33—38.
- Ивашенко Ю. А., Лобанов А. Д. Теоретическое моделирование диаграммы бетона с нисходящим участком на основе применения уравнения механического состояния теории ползучести // Изв. вузов. Сер.: Стр-во и архитектура.— 1985.— № 3.— С. 4—9.
- Ивашенко Ю. А. О длительной прочности бетона в железобетонных конструкциях // Изв. вузов. Сер.: Стр-во и архитектура.— 1989.— № 6.— С. 6—10



## Концепция оптимального проектирования бетона

Многие годы ведется дискуссия о методах проектирования составов бетона. Эта проблема до сих пор не потеряла своей актуальности, поскольку ее решение, не требуя дополнительных капиталовложений, позволяет существенно повысить качество бетона, снизить расход цемента и издержки производства.

Наибольшее применение получили способы определения состава бетона, основанные на законе Ц/В и выборе оптимального соотношения заполнителя по критерию минимума расхода цемента [1...4]. Недостатками известных способов подбора состава бетона, являются, по нашему мнению, отсутствие системной концепции и общих критериев эффективности, неоднозначность зависимостей прочности бетона от Ц/В, нечеткость в определении пустотности крупного заполнителя и высокая трудоемкость работ.

Рассмотрим общепринятые методы подбора составов тяжелых цементных бетонов. Как известно, проектирование составов бетона включает ориентировочный расчет, экспериментальную проверку и корректирование, выбор наиболее эффективного варианта. Однако уже на первом этапе возникают существенные трудности, так как расчетные значения предела прочности бетона при сжатии по различным формулам, а порой и в одних и тех же источниках, при одинаковых исходных данных отличаются на 20...45 % [1...5]. Существенно различаются и рекомендации по назначению коэффициента раздвижки зе-

рен, водопотребности бетонной смеси [1...3]. Недостаточно данных по расчету составов бетона, твердеющих в условиях различных режимов ТВО. Еще большие трудности представляют расчеты составов бетона с добавками, а также когда вводятся дополнительные требования по морозостойкости, водонепроницаемости и другим свойствам.

Наиболее сложна экспериментальная проверка и корректирование составов бетона. Так, при стандартных методах определения прочности цемента при различном В/Ц зависимость прочности бетона от Ц/В на разных цементах неоднозначна. А поскольку для цемента даже одного завода-изготовителя В/Ц может изменяться, например, с 0,35 до 0,43 то основная зависимость прочности бетона весьма приближенная. Приведенные в таблице данные свидетельствуют о том, что коэффициент вариации отношения прочности бетона к прочности цемента при сопоставимых значениях Ц/В составляет 11...24 %.

Поэтому целесообразна оценка прочности цемента при В/Ц = const. Недостаточно четко в традиционных способах освещено экспериментальное определение соотношения между мелким и крупным заполнителем. Пустотность крупного заполнителя устанавливают в стандартном сосуде, что не всегда моделирует его фактическую пустотность в конструкции, из-за чего смесь может оказаться запесоченной или с избыточным содер-

жанием крупного заполнителя. Например, при использовании щебня с максимальной крупностью до 20 мм его пустотность в стандартном сосуде 0,46...0,49, а в сосуде диаметром 50, высотой 500 мм, моделирующем тонкостенную конструкцию, — 0,52...0,55.

Один из существенных недостатков общепринятых методов заключается в отсутствии вариантного сравнения и системы критериев эффективности. Все известные методики основаны на минимуме расхода цемента, хотя общепринятым критерием эффективности являются минимальные издержки производства, а расход цемента — только ограничение. Допустим, требуется определить составы бетона с пределом прочности при сжатии в возрасте 28 сут 30, 40, 50 МПа, с 70 %-ной отпускной прочностью,  $O. K. = 12$  см для изготовления колонн на щебне максимальной крупностью 20 мм, мелком речном песке с  $M_k = 1,42$ . Для приготовления бетона можно использовать добавку ПФМ—БС. Возможны варианты применения шлакопортландцемента марки 300 и портландцемента с минеральными добавками марок 400 и 500. Материалы для подборов состава бетона имеют следующие характеристики: прочность цемента марок 300, 400, 500 при пропаривании 21,6; 25 и 29 МПа, в возрасте 28 сут — 32, 38, 50,7 МПа, нормальная густота цементного теста 26,5...27,2 %, плотность цемента 2,97; 3,08 и 3,1 г/см<sup>3</sup>, средняя плотность зерен щебня 2,7 г/см<sup>3</sup>, насыпная плотность 1,4 и 1,48 г/см<sup>3</sup> Режим ТВО 2+3+8+24 при  $t_{из} = 85^\circ C$ . Стоимость материалов с учетом поставки, разгрузки и хранения: цемента марки 300 — 17,22, марки 400 — 22,14, марки 500 — 25,44 р/т; щебня — 8,18 р/м<sup>3</sup>, песка — 3,17 р/м<sup>3</sup>; воды — 0,1 р/т, добавки — 224 р/т. Известно, что колонны нижних этажей взаимозаменяемы. Объем бетона колонны из бетона прочностью 30 МПа — 1,2, 40 МПа — 1,02, 50 МПа — 0,9 м<sup>3</sup>.

На первом этапе установили влияние расхода добавки на прочность цемента при В/Ц=0,4. При расходе добавки 0,4 % массы цемента прочность для цемента марки 300 после ТВО снизилась на 2,4 %, а в возрасте 28 сут — на 2 %; для марки 400 — 1,7 и 1,2 %, марки 500 — 1,4 и 0,6 %, при расходе добавки 0,8 % для цемента марки 300 после ТВО 5,5, в возрасте 28 сут — 4,1 %, марки 400 — 4,1 и

В/Ц раст- вора	$R_{ц}$ , МПа		Ц/В бе- тона	$R_{сж}$ , МПа	$R_{сж}/R_{ц}$
	при про- паривании	в возра- сте 28 сут			
0,32	46,1/5,5 <sup>1</sup>	70,2/7,1 <sup>1</sup>	1,5	16,6/24,8 <sup>2</sup>	0,360/0,353 <sup>2</sup>
0,32	46,1/5,5	70,2/7,1	2,0	27,9/38,7	0,605/0,551
0,32	46,1/5,5	70,2/7,1	2,5	40,8/49,2	0,885/0,701
0,40	34,3/5,0	61,8/6,7	1,5	17,2/25,4	0,501/0,411
0,40	34,3/5,0	61,8/6,7	2,0	29,4/40,8	0,857/0,660
0,40	34,3/5,0	61,8/6,7	2,5	38,7/52,3	1,128/0,846
0,45	27,0/4,5	54,4/6,6	1,5	17,4/28,3	0,644/0,557
0,45	27,0/4,5	54,4/6,6	2,0	27,7/44,6	1,026/0,878
0,45	27,0/4,5	54,4/6,6	2,5	37,5/58,2	1,389/1,146

Примечания: 1. Перед чертой — при сжатии, после черты — при изгибе. 2. Перед чертой — после ТВО, после черты — через 28 сут.

2,8 %, марки 500 — 3,5 и 1,9 %. Затем любым известным методом [1...3] выполним расчет составов бетона и уточним их экспериментально. Для этого сначала определим оптимальные соотношения между мелким и крупным заполнителем и зависимости водопотребности бетонной смеси от расхода добавки и Ц/В (рис. 1). Из исследуемой бетонной смеси изготовили кубы с ребром 10 см и пропаривали их по режиму 2+3+8+2 ч, а затем испытали после ТВО и в возрасте 28 сут. По результатам экспериментов (рис. 2) определили зависимость прочности бетона от Ц/В (в данном случае изменение коэффициента раздвижки зерен в исследуемых пределах при Ц/В=const не повлияло существенно на прочность и модуль упругости). Обработав полученные значения методом наименьших квадратов, получили зависимости с учетом приведения фактической активности цемента к марочной:

марка 300

$$R_{28} = 14\kappa_1 (\text{Ц/В} - 0,7);$$

$$R_{28} = 15,9\kappa_2 (\text{Ц/В} - 0,5);$$

марка 400

$$R_{28} = 17,1\kappa_3 (\text{Ц/В} - 0,7);$$

$$R_{28} = 20,2\kappa_4 (\text{Ц/В} - 0,5);$$

марка 500

$$R_{28} = 18,7\kappa_5 (\text{Ц/В} - 0,7);$$

$$R_{28} = 23,5\kappa_6 (\text{Ц/В} - 0,5),$$

где  $\kappa_1... \kappa_6$  — коэффициенты снижения прочности цемента с добавкой при В/Ц=0,4.

Решая уравнение относительно Ц/В, и, умножая полученные значения на соответствующий расход воды, установим расход цемента для требуемой прочности бетона. Расход песка и щебня по уточненным экспериментальным данным определяем по методике [1]. Результаты расчетов свидетельствуют, что оптимизация бетона по многим критериям приводит к выводам, отличным от общепринятых. Например, оптимальный коэффициент раздвижки зерен с позиций критерия минимальных затрат больше на 6...12 % по сравнению со значением, выбранным по минимуму расхода цемента. С этих же позиций изменяются оптимальный расход и марка цемента. Например, для бетонов с проектной прочностью 30 МПа наиболее эффективным является шлакопортландцемент марки 300 при расходе добавки 0,8 % массы це-

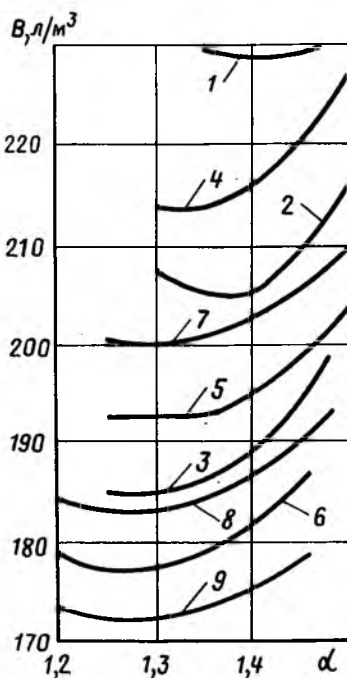


Рис. 1. Зависимость водопотребности бетонной смеси  $V$  от коэффициента раздвижки зерен  $\alpha$  и расхода добавки  $D$  цемента  
 1 — Ц/В=3;  $D=0$ ; 2 — Ц/В=3;  $D=0,4$ ;  
 3 — Ц/В=3;  $D=0,8$ ; 4 — Ц/В=2,4;  $D=0$ ;  
 5 — Ц/В=2,4;  $D=0,4$ ; 6 — Ц/В=2,4;  $D=0,8$ ;  
 7 — Ц/В=1,8;  $D=0$ ; 8 — Ц/В=1,8;  $D=0,4$ ; 9 — Ц/В=1,8;  $D=0,8$

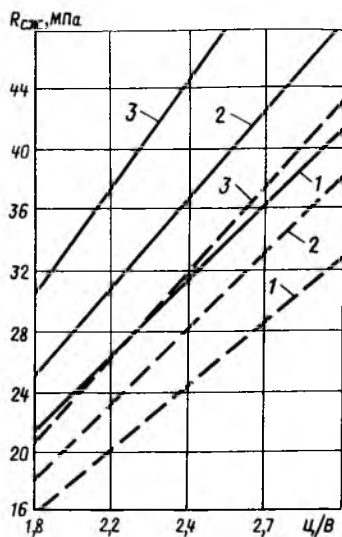


Рис. 2. Зависимость прочности бетона от Ц/В

1 — марка цемента 300; 2 — то же 400; 3 — то же 500; — в возрасте 28 сут; - - - - - после ТВО

мента, а для бетонов прочностью 40 и 50 МПа — цемент марки 400 при введении добавки 0,9 % массы цемента. Если принять во внимание объем бетона в конструкции, то наиболее целесообразно применение бетона прочностью 50 МПа на цементе марки 400 при расходе добавки 0,8 % массы цемента.

Оптимальные составы бетонов

должны быть реализованы как в процессе проектирования конструкции, так и нормирования, планирования, регулирования и учета расхода материалов в процессе производства. В реальных условиях постоянно изменяются прочность цемента, гранулометрический состав и влажность заполнителей, условия твердения изделий и конструкций и т. п. Поэтому результаты подбора составов бетона служат базой для нормирования цемента, заполнителей и воды, добавок и регулирования расхода материалов в процессе производства. К сожалению, до сих пор нет единой методики нормирования, учета и регулирования расхода материалов для приготовления бетона.

### Выводы

Оптимальное регулирование составов можно осуществить на основе четких количественных зависимостей влияния различных факторов на свойства бетонной смеси, бетона и издержек производства. Для получения таких зависимостей служат математические методы, реализуемые на ЭВМ.

Современные методы проектирования составов бетона требуют дальнейшего развития и уточнения, а разработка новой методологии представляется перспективной не вместо общепринятой, а вместе с ней отбором наиболее важных закономерностей, совершенствования методики оценки свойств материалов, развития системного подхода, широкого использования современных математических методов и ЭВМ.

Практическая реализация методов оптимального проектирования составов бетона может быть эффективно осуществлена только при включении этого этапа в систему проектирования конструкций, планирования, оперативного регулирования и учета расхода материалов.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по подбору составов бетона. — М.: Стройиздат, 1979. — 104 с.
2. Баженов Ю. М. Технология бетона. — М.: Высшая школа, 1988. — 414 с.
3. Сизов В. П. Проектирование составов тяжелого бетона. — М.: Стройиздат, 1979. — 144 с.
4. Кайсер Л. А., Чехов Р. С. Цементы и их рациональное использование при производстве сборных железобетонных изделий. — М.: Стройиздат, 1972. — 80 с.
5. Рекомендации по тепловой обработке тяжелого бетона с учетом активности цемента при пропаривании. — М.: НИИЖБ, 1984. — 20 с.

УДК 624.023.673.002.3

А. В. АНДРЕЙЧЕНКО, В. Е. ПЕТРАЧКОВ, инженеры (КТБ Стройиндустрия)

## Комплекс оборудования для изготовления железобетонных колец диаметром 1000 и 1500 мм

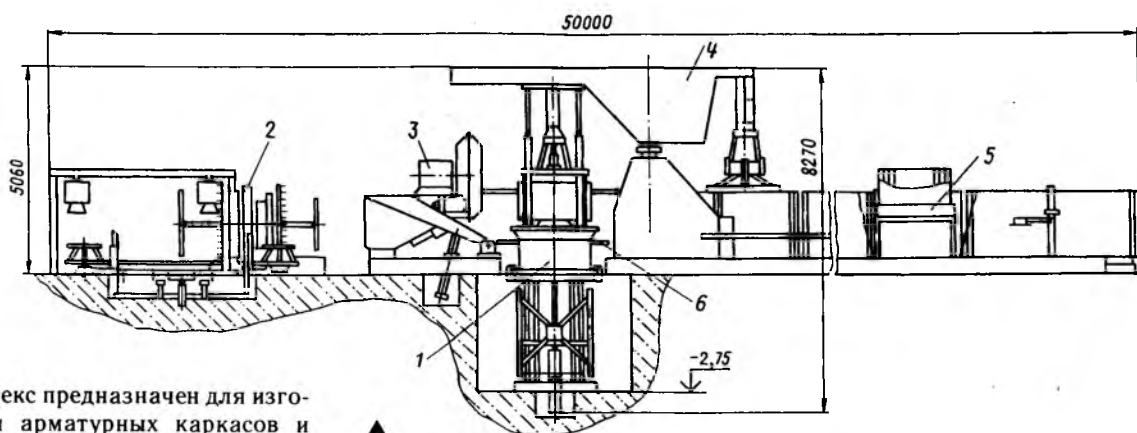
В КТБ Стройиндустрия Росюгстроя разработана техническая документация на комплекс оборудования для изготовления железобетонных колец диаметром 1000 и 1500 мм марок КЦ-10-9 и КЦ-15-9 по ГОСТ 8020—80.

стоит из виброформы, станины, пульта управления, станции гидропровода, крюков, амортизаторов. В комплект поставки установки входят поддоны.

Виброформу составляют наружная и внутренняя обечайки, коль-

цевая перегородка, соединенные между собой радиально расположенными ребрами. Во внутреннюю обечайку встроены вибраторы.

Станина состоит из верхней и нижней рам, связанных между собой стойками. Внутри станины на



Комплекс предназначен для изготовления арматурных каркасов и железобетонных колец с последующей укладкой их в контейнеры (рис. 1) и представляет собой набор оборудования, состоящий из установки В1-796А, станка для изготовления каркасов колец, бетоноукладчика, манипулятора, контейнеров и площадки обслуживания.

Техническая характеристика комплекса

Максимальная производительность, м <sup>3</sup> ·ч <sup>-1</sup> (шт. ч <sup>-1</sup> )	5,7 (18)	
Число типоразмеров одновременно изготавливаемых колец	2	
Число обслуживающего персонала	2	
Установленная мощность электродвигателей, кВт	30,4	
Установленная мощность трансформаторов, кВА	170	
Занимаемая площадь, м <sup>2</sup>	750	
Габариты изготавливаемых колец, мм:		
	КЦ-10-9	КЦ-15-9
внутренний диаметр	1000	1500
высота	890	890
толщина стенок	80	90
Масса, кг	55 000	

▲ Рис. 1. Комплекс оборудования для изготовления колец диаметром 1000 и 1500 мм  
1 — установка В1-796А; 2 — станок для изготовления каркасов колец; 3 — бетоноукладчик; 4 — манипулятор; 5 — контейнер; 6 — площадка обслуживания

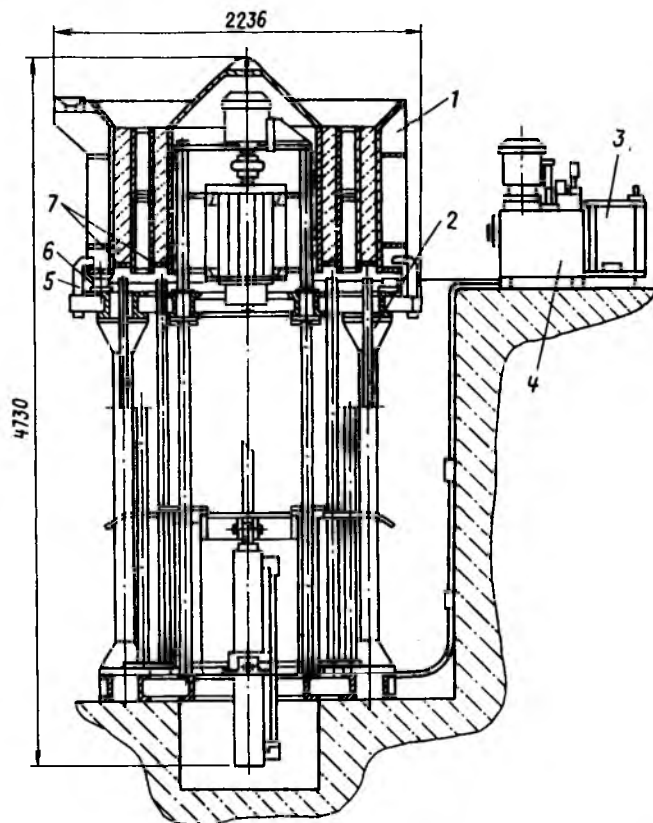


Рис. 2. Установка В1-796А

1 — виброформа; 2 — станина; 3 — пульт управления; 4 — станция гидропровода; 5 — крюк; 6 — амортизатор; 7 — поддоны

Установка В1-796А предназначена для одновременного формования двух железобетонных колец диаметром 1000 и 1500 мм по ГОСТ 8020—80 (рис. 2). Она со-

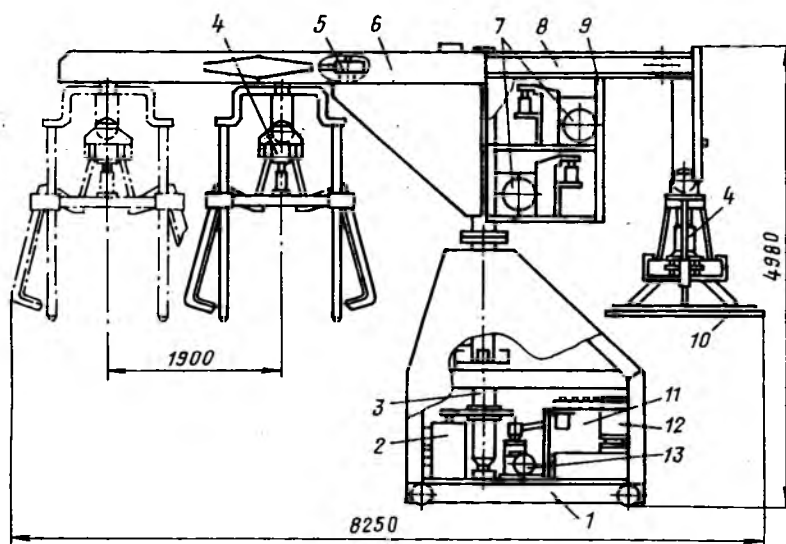


Рис. 3. Манипулятор

1 — тележка; 2 — привод поворота; 3 — колонна; 4 — автоматический захват; 5 — привод каретки; 6 — стрела; 7 — привод подъема; 8 — балка; 9 — рама; 10 — пригруз; 11 — гидрооборудование; 12 — станция гидропривода; 13 — привод передвижения

двух вертикально расположенных направляющих установлена подвижная траверса с выталкивающими штырями, которыми выпрессовываются свежесформованные изделия на поддонах. Привод траверсы осуществляется от гидроцилиндра, установленного на нижней раме станины.

Установка работает следующим образом. Манипулятором укладывают на выталкивающие штыри поддоны и опускают в кольцевые щели виброформы, затем устанавливают арматурные каркасы и бетоноукладчиком заливают бетонную смесь. Уплотнение бетонной смеси производят вибратором. Для формирования верхней торцевой поверхности изделий после уплотнения устанавливают пригруз и дополнительно включают вибратор, после чего снимают пригруз, включают гидроцилиндр, и подвижная траверса штырями выпрессовывает на поддонах свежесформованные кольца. Последние с поддонами манипуляторами снимают с установки и укладывают в контейнеры.

**Техническая характеристика установки В1-796А**

Производительность, м <sup>3</sup> ·ч <sup>-1</sup> (шт. ч <sup>-1</sup> )	5,7 (18)
Число одновременно формируемых изделий	2
Установленная мощность кВт	15
Давление жидкости в гидросистеме, МПа	10
Габариты без пульта и станции гидропривода, мм	2236×2266×4730
Масса, кг:	
без комплекта принадлежностей	8000
с комплектом принадлежностей	18 900

Манипулятор (рис. 3) предназначен для снятия отформованных железобетонных колец с установки и укладки их в контейнеры, съема с контейнеров и укладки в форму установки поддонов, установки и снятия пригруза. Он состоит из тележки, на которой установлены колонна, приводы передвижения и поворота, станция гидропривода и гидрооборудование. На верхний фланец колонны устанавливают стрелу, к которой крепятся балка и рама. Внутри короба стрелы находится привод каретки, а на раме — приводы подъема автоматического захвата и пригруза. Через блоки каретки на тросе подвешивают автоматический захват, а на балке с другого конца через блок на автоматическом захвате — пригруз. Привод всех механизмов осуществляется от станции гидропривода гидромоторами.

Манипулятор устанавливают на секции пути, которые представляют собой сварные направляющие из швеллеров.

Контейнер предназначен для укладки отформованных колец и подачи их в пропарочные камеры. Он имеет сварную конструкцию из швеллеров, к основанию которой приварены четыре стойки. К верхней их части укреплены конусы и проушины, а в нижней части основания имеются посадочные гнезда под конусы и штыри. После заполнения контейнеров кольцами их можно устанавливать друг на друга, фиксировать и в собранном виде устанавливать в пропарочные камеры.

Манипулятор работает следую-

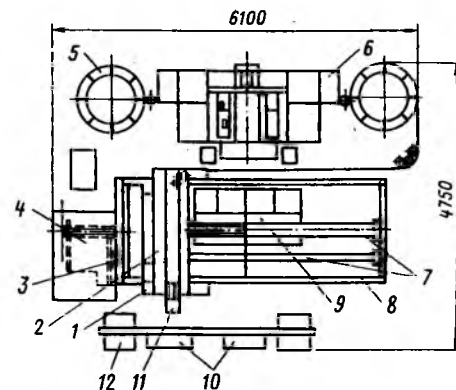


Рис. 4. Станок для изготовления каркасов колец

1 — подвижная опора; 2 — промежуточная опора; 3 — неподвижная опора; 4 — привод; 5 — бухтодержатель; 6 — механизм резки; 7 — вал; 8 — рама; 9 — приемное устройство; 10 — пульты; 11 — сварочная головка; 12 — сварочная машина

щим образом. Оператор с пульта управления задает программу, и манипулятор перемещается на пост, в котором имеются свободные поддоны. Убедившись, что манипулятор переместился на указанный пост, стрела повернута, а каретка с подвешенным на ней автозахватом находится над поддонами, оператор нажимает кнопку опускания автозахвата, и далее цикл идет в автоматическом режиме: происходят захват поддонов, подъем автозахвата с поддонами, поворот стрелы в исходное положение, передвижение манипулятора к установке В1-796А, опускание поддонов на штыри установки.

После установки поддонов оператор включает привод подъема автозахвата, а затем — привод поворота стрелы, в положение 90°. После загрузки виброформы установки бетонной смесью, предварительного виброуплотнения и установки бетоноукладчика в исходное положение оператор устанавливает переключатель в положение «Установка пригруза». Цикл идет в следующей последовательности: стрела поворачивается в положение —180°, пригруз опускается на виброформу, в нижнем положении крюки автозахвата разводятся, а автозахват поднимается. После уплотнения бетонной смеси в установке В1-796 пригруз снимают.

Закончив выпрессовку колец из виброформы, оператор включает режим «Склад», происходят опускание автозахвата на виброформу, захват крюками колец, подъем их в верхнее положение, перемещение манипулятора к одному из постов

со свободным контейнером, поворот стрелы в положение  $+90^\circ$  или  $-90^\circ$ , перемещение каретки в ближнюю или дальнюю позицию, опускание автозахвата с кольцами в нижнее положение. После разведения крюков автозахват поднимается и останавливается. Цикл завершен.

В целях безопасности зона работы манипулятора отделена от нерабочей подвижным ограждением. В случае отказа конечных выключателей, установленных на секциях пути, должен сработать конечный выключатель на манипуляторе от лыжи, расположенной на подвижном ограждении.

#### Техническая характеристика манипулятора

Грузоподъемность, т. . . . .	2,5
Угол поворота стрелы, град. . . . .	270
Высота подъема груза, мм . . . . .	1760
Площадь зоны обслуживания, мм . . . . .	32 000×8200
Скорость передвижения манипулятора, м·с <sup>-1</sup> . . . . .	0,005; 0,011; 0,5
Скорость подъема и опускания груза, м·с <sup>-1</sup> . . . . .	0,09
Скорость передвижения каретки, м·с <sup>-1</sup> . . . . .	0,216
Скорость подъема и опускания пригруза, м·с <sup>-1</sup> . . . . .	0,09
Угловая скорость стрелы, с <sup>-1</sup> . . . . .	0,03; 0,126
Установленная мощность, кВт . . . . .	6
Габариты манипулятора, мм 8250×2500×4980	
Масса манипулятора, кг . . . . .	7550

Станок для изготовления каркасов колец производит одновременно шесть каркасов: три — для колец диаметром 1000 мм и три — для колец диаметром 1500 мм. Станок можно использовать как составную часть при других технологических способах изготовления железобетонных колец. Станок (рис. 4) состоит из неподвижной и промежуточной опор, установленных и закрепленных на раме. По направляющим, установленным на раме, перемещается подвижная опора. В зоне рамы размещено приемное устройство с приводом подъема от пневмоцилиндра. Две сварочные головки крепятся на раме подвижной и неподвижной опор. Обечайки подвижной и промежуточной опор снабжены хомутами для крепления продольных стержней. Навивка поперечной проволоки осуществляется с двух бухтодержателей.

Параллельно продольной оси станка установлены механизм резки и П-образная рама, на которой подвешены две сварочные машины.

На фундаменте установлены пульты для управления станком и механизм резки.

Работе станка предшествует заправка вручную продольных стержней длиной 2690 мм. Для каркасов колец диаметром 1000 мм стержни вводят в отверстия планшайбы подвижной опоры и крепят хомутом на обечайке промежуточной опоры. Для каркасов колец диаметром 1500 мм стержни вводят в отверстия планшайбы подвижной опоры и крепят хомутом на обечайке промежуточной опоры. Бухты проволоки укладывают на бухтодержатели и концы проволок подводят к сварочным головкам и крепят к продольным стержням.

Включают станок в работу. При синхронном вращении планшайб и перемещении подвижной рамы с планшайбой и установленными в них стержнями происходит навивка и приварка в пересечениях проволок к стержням, а также втягивание сваренной части внутреннего каркаса в наружный. Одновременно изготавливается две плети каркасов. Подвижная опора совершает периодические остановки для образования замкнутых колец арматуры на краях каркаса по длине. После сварки привод станка отключают, приемное устройство поднимают до контакта его с наружным каркасом. Затем сварочные головки возвращают в исходное положение, ручную отрезают поперечную проволоку, освобождают от хомута наружный каркас, сдвигают подвижную опору вправо при помощи привода таким образом, чтобы крайние вит-

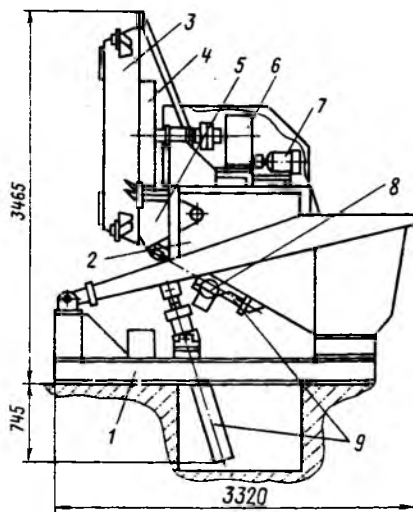


Рис. 5. Бетоноукладчик

1 — рама; 2 — бункер; 3 — воронка; 4 — бетоносмеситель; 5 — шибер; 6 — редуктор; 7 — электродвигатель; 8 — вибратор; 9 — гидроцилиндры

ки каркасов находились в одной плоскости, освобождают от хомута внутренний каркас, сдвигают подвижную опору вправо при помощи привода, отрезают арматуру. Плетки каркасов, скатываясь по наклонной плоскости приемного устройства и площадок, попадают на кантователь механизма резки.

Верхние элементы ножей с помощью пневмоцилиндров совмещают продольные стержни двух каркасов, сдвигая их под ножи для резки стержней. Циклы повторяются до тех пор, пока не будет разрезано 17 продольных стержней наружного и внутреннего каркасов, после чего срабатывают закрепленные на стойках пневмоцилиндры и выводят соединенные с их штоками рычаги в горизонтальное положение, которые вывешивают разрезанный на три части внутренний каркас. Резка оставшихся восьми продольных стержней наружного каркаса происходит так же. Затем пневмоцилиндры возвращают рычаги в исходное положение. Разрезанные на три части внутренние и наружные плети сбрасываются кантователем на пол. Во время резки каркасов проводятся подготовительные операции по изготовлению следующих шести каркасов.

#### Техническая характеристика станка

Производительность каркасов, ч <sup>-1</sup> , не менее . . . . .	18
Число одновременно изготавливаемых каркасов . . . . .	6
Число обслуживающего персонала . . . . .	1
Установленная мощность электродвигателей, кВт . . . . .	2,2
Установленная мощность двух сварочных машин, кВт . . . . .	170
Давление в пневмосети, МПа . . . . .	0,4
Усилие прижатия сварочного электрода на пересечение арматуры, кН, в пределах . . . . .	1,5...3,0
Расход воды, м <sup>3</sup> ·ч <sup>-1</sup> . . . . .	0,6
Расход воздуха, м <sup>3</sup> ·ч <sup>-1</sup> . . . . .	6
Габариты, мм . . . . .	7500×5500×2800
Масса, кг . . . . .	6000

Бетоноукладчик, предназначенный для загрузки и разравнивания бетонной смеси в виброформу, установки В1-796А (рис. 5) состоит из рамы, бункера, воронки, бетоносмесителя, шибера, гидроцилиндров, электродвигателя, редуктора и вибратора.

Работа бетоноукладчика осуществляется следующим образом. В бункер загружают бетонную смесь на две формовки. С пульта управления включают гидроцилиндр, который поднимает бункер

в вертикальное положение, а воронка опирается на упоры виброформы установки. Гидроцилиндром шибера открывает отверстие бункера и бетонная смесь поступает в виброформу. Включается электродвигатель, который через редуктор приводит во вращение бетоносмеситель, лопасти которого при вращении равномерно распределяют и заполняют обе полости виброформы. При зависании бетонной смеси в бункере включаются вибраторы.

После заполнения виброформы бетонной смесью оператор закрывает шиберами отверстие бункера, включает привод бетоносмесителя и возвращает бункер в исходное положение.

Техническая характеристика бетоноукладчика	
Производительность, м <sup>3</sup> ·ч <sup>-1</sup>	9
Вместимость бункера, м <sup>3</sup>	2
Время загрузки виброформы, с	100
Установленная мощность, кВт	4,4
Давление жидкости в гидросистеме, МПа	10
Габариты, мм	3320×2320× ×3465
Масса, кг	2600

Исходные материалы и бетонная смесь для изготовления железобетонных колец должны соответствовать требованиям ГОСТ 8020—80. Жесткость бетонной смеси должна быть в пределах 60...80 с, крупность заполнителя для бетонной смеси 5...20 мм.

Установка В1-796А выпускается Краснодарским опытно-механическим заводом «Мехпромстрой» с 1985 г. по 5 штук в год. Эксплуатационную проверку установка и опытный образец станка для сварки каркасов колец прошли на Уфимском заводе ЖБИ треста Башспецнефтьстрой.

Более подробные сведения можно получить в КТБ Стройиндустрия по адресу: 142700, г. Видное-2 Московской обл., ул. Вокзальная, 23.

## В помощь проектировщику

УДК 624.073

А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); Б. В. КАРАБАНОВ, канд. техн. наук (ЦНИИП реконструкции городов); А. К. ХАВКИН, канд. техн. наук (НИИСК)

### Учет совместной работы плит и ригелей при расчете на кручение

В перекрытиях многоэтажных зданий на нижние полки ригелей опираются плиты, при этом замоноличенные швы между элементами перекрытия обеспечивают совместную работу плит и ригелей. Этот эффект увеличивает прочность и жесткость ригелей при изгибе в вертикальной плоскости, а также уменьшает крутящее воздействие в крайних ригелях. Авторы пытались обосновать расчетную модель для вычисления крутящих усилий в крайних ригелях с учетом совместной работы.

При взаимодействии плит перекрытий и крайних ригелей возникают распорные усилия, механизм появления которых связан с поворотом торцевой части плиты и сопротивлением этому повороту примыкающей к торцу плиты конструкции [1]. В пролетной части крайний ригель имеет возможность бокового смещения в плоскости перекрытия; в опорной части эта возможность обычно исключается. Поэтому усилия распора распределены по длине пролета неравномерно, а в средней его части они могут вообще отсутствовать. Это объясняется тем, что боковые смещения ригеля в его средней зоне иногда превышают горизонтальные перемещения в уровне нижней грани плит (при этом раствор шва на растяжение не работает).

Характер взаимодействия плит и ригелей исследовали в НИИСКЕ при участии ЦНИИЭП жилых и туристских комплексов [2]. При этом испытывали три фрагмента перекрытия с крайними ригелями размером в плане 6×6 м с различными типами ригелей и их закреплений к опорным конструкциям и разной степенью замоноличивания швов между сборными элементами. Эксперименты [2] показали, что силовым взаимодействием по низу плиты в ме-

сте ее опирания по полку ригеля можно пренебречь при заметных уровнях нагружения (более половины нормативной нагрузки). Кроме того, установлено, что разрывной шов между боковой гранью ригеля и примыкающей торцевой частью плиты в уровне ее верха всегда раскрывался и его ширина возрастала с ростом нагрузки.

На основании исследования и анализа взаимодействия плит и крайнего ригеля можно представить с помощью шаровых опор, размещенных на полке под нижней опорной поверхностью плиты, и торцевой «пробки» — расположенного в нижней части торцевого шва на небольшой высоте (около 3 см) раствора, не деформируемого при сжатии и не способного воспринимать растягивающие усилия (рис. 1). Нагрузка от плит на ригель передается в виде вертикальной силы  $Q$ , а распорное усилие — в виде горизонтальной силы  $H$  ( $Q$  и  $H$  распределяются по длине ригеля). Усилие  $Q$  приложено в центре тяжести треугольной эпюры давлений под опорной частью плиты,  $H$  — в уровне низа плиты в месте контакта торцевой «пробки» и боковой грани ригеля.

Воздействия относительно центров тяжести сжатой зоны опорной поверхности  $O_a$  подрезанной части ригеля, а также относительно центра сжатых зон  $O_1$  и  $O_2$  пространственных сечений по схемам 1, 2 (см. рис. 1) равны  $T_a$ ;  $M_{o1} \sin \beta_1 + T_1 \cos \beta_1$  и  $T_2 \cos \beta_2 - M_{h2} \sin \beta_2 \times (T_a = Qe_{1a} - He_{2a}$ ;  $T_1 = Qe_{11} + He_{21}$ ;  $T_2 = Qe_{12} + He_{22})$  ( $T_a$ ,  $T_1$  и  $T_2$  — крутящие моменты в плоскости поперечных сечений, проходящих через центры сжатых зон  $O_a$ ,  $O_1$  и  $O_2$ ;  $M_{o1}$  — изгибающий момент в вертикальной плоскости, соответствующий положению точки  $O_1$  по длине пролета;  $M_{h2}$  — изгибающий момент в горизонтальной плоскости,

соответствующий положению точки  $O_2$  по длине пролета;  $\beta_1, \beta_2$  — углы наклона сжатых зон пространственных сечений относительно продольной оси;  $\bar{Q}$  — суммарная нагрузка  $Q$ , передающаяся на одну из опор ригеля;  $\bar{H}$  — суммарная нагрузка  $H$  на длине зоны взаимодействия плит и ригеля, примыкающей к одной из опор последнего;  $e_{ia}, e_{i1}$  и  $e_{i2}$  ( $i=1,2$ ) относительно центра тяжести соответствующих сжатых зон для суммарных нагрузок  $\bar{Q}$  ( $i=1$ ) и  $\bar{H}$  ( $i=2$ ).  $e_{ia}$  измеряют относительно продольной оси, отстоящей от ближайшей к примыкающему перекрытию опорной кромки подрезанной части ригеля на расстоянии четверти ширины [3].

Торец плиты при изгибе в вертикальной плоскости поворачивается, «надавливая» с усилием  $H$  по горизонтали через торцевую «пробку» на ригель.  $H$  определяют исходя из условия совместности деформирования плит и примыкающего крайнего ригеля (последний считают не имеющим податливости на опоре в отношении боковых смещений) (рис. 2). Взаимодействие плит и ригеля происходит на приопорной части ригеля длиной  $a = \xi l_b$  ( $l_b$  — пролет ригеля;  $\xi$  зависит от нагрузки  $q$ , приложенной к плите единичной ширины:  $\xi_n = 0,2$  при нагрузке на плиту, не превышающую  $q_n$ , которая соответствует нормативной нагрузке на ригель; при  $q > q_n$   $\xi$  изменяется линейно по  $q$  вплоть до предельной нагрузки на плиту  $q_u$ , при этом  $\xi = 0,25$ ). Характер изменения распределенных усилий  $H$  на основании экспериментальных данных [2] принимают по закону треугольника.

Особенность предлагаемой расчетной модели заключается в том, что в ней в центре внимания оказывается не приопорная зона, в которой действуют усилия  $H$  и точное вычисление горизонтальных смещений  $f_h$  торца плиты затруднено, а пролетная зона длиной  $l_b - 2a$ , в пределах которой усилие  $H$  отсутствует и не влияет на прогибы плит. В этом случае  $f_h$ , возникающую от поворота торца плиты с учетом заданной вертикальной нагрузки на плиту

$$f_h = \frac{1,6h}{l}(\bar{f} - f_0), \quad (1)$$

где  $h, l$  — высота и пролет плиты;  $\bar{f}, f_0$  — вертикальные прогибы по середине пролета от полной нагрузки, включающей собственный вес  $q_0$  и от действия только собственного веса.

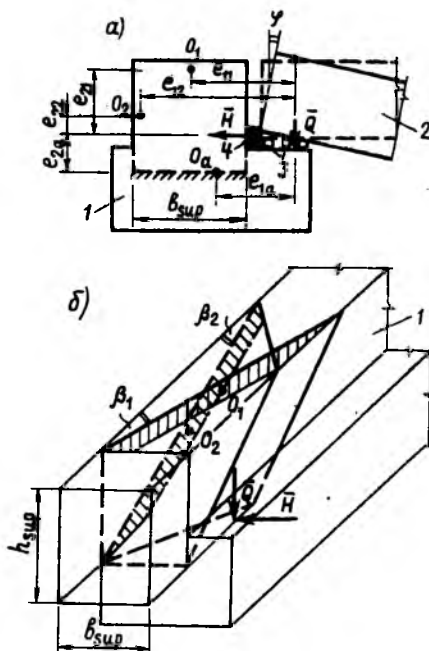


Рис. 1. Расчетная модель взаимодействия плит и крайнего ригеля (а) и аксонометрия пространственных сечений (б)

1 — ригель; 2 — плита перекрытия; 3 — шаровые опоры; 4 — раствор; заштрихованы сжатые зоны пространственных сечений 1 и 2;  $O_1, O_2$  — центры тяжести сжатых зон опорной поверхности и пространственных сечений по схемам 1 и 2

При произвольной стадии нагружения прогиб плиты  $f$  вычисляют по изгибной жесткости посередине пролета  $k \bar{B}$  ( $\bar{B}$  — начальная изгибная жесткость плиты шириной 1 м при ее изгибе в вертикальной плоскости;  $k$  — коэффициент снижения изгибной жесткости для сечения в середине пролета [4]).

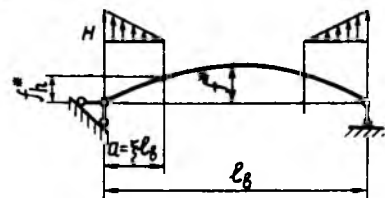


Рис. 2. Схема к расчетной модели для определения распорного усилия

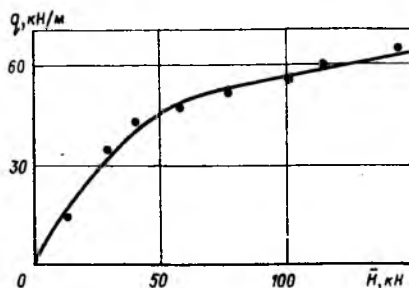


Рис. 3. Зависимость суммарного усилия распора  $\bar{H}$  от нагрузки  $q$  на ригель

Горизонтальное смещение  $f_h$  для плиты следует приравнять из условия совместности деформаций горизонтальному прогибу ригеля  $\bar{f}$  на расстоянии  $a$  от его опоры (потому что торец плиты начинает «надавливаться» на ригель, входя в зону взаимодействия длиной  $a$  со стороны средней зоны ригеля).

Принимая, что эпюра прогибов балки при произвольной нагрузке близка к квадратной параболе,

$$\bar{f} = \frac{\bar{H} l_b^2}{m \bar{B}_b}, \quad (2)$$

где  $m = 6/[\xi^2(1 - \xi)]$ ;  $\bar{B}_b$  — начальная изгибная жесткость ригеля в горизонтальной плоскости;

$$\bar{H} = \frac{m f_h \bar{B}_b}{l_b}$$

Для определения горизонтальных усилий  $H$  изучили поведение фрагмента перекрытия [2] с использованием ригеля по серии ИИ-04. Он опирался на заштыренные в силовом полу участки колонн сечением  $40 \times 40$  см, высотой около 1 м. В опытах по измеренным боковым перемещениям участков колонн можно вычислить суммарные усилия  $\bar{H}$  распорного взаимодействия плит и ригелей. Отметим, что работа колонн проходила без трещин, а их податливость составляла несущественную долю горизонтального бокового смещения плит и ригелей (при обработке экспериментальных данных эта податливость учтена). Сравнение опытных и рассчитанных результатов для  $\bar{H}$  можно провести по рис. 3. Предлагаемая расчетная модель для вычисления  $\bar{H}$  обладает достаточной степенью достоверности.

В предельной стадии, принимая во внимание относительную малость  $f_0$  по сравнению с  $\bar{f}$ ,

$$\bar{H}_u = \frac{m q_u h \left(\frac{l}{l_b}\right)^3 \bar{B}_b}{48 k_u \bar{B}_b}, \quad (3)$$

Из формулы (3) следует, что  $\bar{H}_u$  зависит от предельной нагрузки на плиту  $q_u$  (для плиты шириной 1 м), высоты плиты  $h$ , соотношения пролетов плиты и ригеля (зависимость в третьей степени) и от соотношения начальной изгибной жесткости ригеля  $\bar{B}_b$  в горизонтальной плоскости и изгибной жесткости плиты (шириной 1 м) в предельной стадии  $k_u \bar{B}_b$ .

Для расчетного уровня вертикальной нагрузки  $q_c$

$$\bar{H}_c = 8 q_c h \left(\frac{l}{l_b}\right)^3 \frac{\bar{B}_b}{B}, \quad (4)$$

где  $\bar{H}_c$  — усилие  $\bar{H}$ , соответствующее расчетной вертикальной нагрузке на плиту.

При выводе формулы (4) учтено, что для преднапряженных плит коэффициент в предельной стадии  $k_u \approx 1/3$ , а коэффициент  $m=128$  при  $\xi_u=0,25$ . Зная  $\bar{N}_u$  в стадии разрушения и учитывая, что  $\bar{N}_u/\bar{N}_c=C$  и  $\bar{q}_u/\bar{q}_c=C$  ( $C$  — коэффициент запаса для вертикальной нагрузки), получим формулу (4).

При ее выводе учтено, что опорные зоны ригелей боковых смещений иметь не могут или же они ограничены с помощью специальных связевых конструкций (связевые плиты, прикрепление с помощью арматурных тяжей и др.). Если связевые конструкции отсутствуют, то роль связевых устройств выполняют плиты, расположенные в опорной зоне ригеля. Они торцами распирают ригель в боковом направлении и удерживают его нижними поверхностями, опирающимися на полку ригеля, от бокового смещения. Ригель на опоре удерживается от бокового смещения также горизонтальной реакцией колонн в каркасе здания. При наличии связевых устройств усилие  $\bar{N}$ , определенные по формуле (4), весьма близко соответствуют опытным значениям.

На основе предложенной расчетной модели получим теоретические значения предельной нагрузки на

ригель (ригель по серии ИИ-04 с шириной ребра 20 см) и теоретическое значение распора [2]. В первом случае при испытании одиночных спаренных ригелей предельный крутящий момент в торце ригеля был равен 11,49 кН·м. Используя формулы (1)...(4), подберем такую вертикальную нагрузку на ригель  $q_b$ , при которой бы  $T_a=11,49$  кН·м. По опыту  $q_b=50$  кН/м, по расчету методом подбора получено  $q_b=43,2$  кН/м (погрешность для предельной нагрузки для торца ригеля в составе фрагмента 13,7%). Во втором случае фрагмент опирался на металлические тумбы, стянутые в уровне низа опорной части ригеля тяжами из арматурной стали  $\varnothing 36$  А-III. Ригель с шириной ребра 30 см (как в серии ИИ-04/78) крепили к опоре односторонним внутренним швом. При разрушении (по предельной деформации плит) в опыте зафиксировано: относительный прогиб средних плит  $\bar{\Delta}=1/190$ , горизонтальное усилие  $\bar{N}=100$  кН (это усилие фиксировалось с помощью тензодатчиков, прикрепленных к арматурным тяжам).

В предельной стадии  $m=128$ ,  $f_n=1,6 \cdot 22/190=0,185$  см;  $\bar{N}_u=mf_n \bar{V}_b/l_b^3=128 \cdot 0,185 \cdot 56,33 \times 10^7/543^3=83,3$  кН (погрешность 16,7%).

## Выводы

Предложена расчетная модель, позволяющая учесть влияние совместной работы многопустотных плит и ригелей при работе на кручение.

Сравнение опытных и расчетных результатов показало их удовлетворительное совпадение.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гвоздев А. А. К вопросу конструирования железобетонных панелей перекрытия // Архитектура и конструкции многоэтажных крупнопанельных жилых домов. — М.: Госстройиздат, 1954. — 72 с.
2. Работа торцевых ригелей связевых каркасов при шарнирном опирании на консоли / Б. П. Ковтунов, Л. Ф. Вознесенский, С. З. Абдулин и др. // Бетон и железобетон. — 1983. — № 2. — С. 11—13.
3. Карabanов Б. В. Особенности расчета ригелей с подрезкой в опорных зонах на кручение с изгибом // Бетон и железобетон. — 1985. — № 7. — С. 46.
4. Карabanов Б. В. Приближенный способ определения кривизны изгибаемых элементов в стадии, близкой к разрушению // Экспресс-информ. ВНИИИС, инженерно-теоретические основы строительства. — М.: 1986. — Сер. 10. — Вып. 2. — С. 2—6.

УДК 624.074.4:539.4

С. Б. СМЕРНОВ, д-р техн. наук, проф., В. Н. ЗЕМСКОВА, канд. техн. наук (МИСИ)

## Прочностной расчет железобетонной оболочки АЭС при ударе самолета

Ставится задача — подобрать требуемую толщину защитной железобетонной оболочки  $\Delta$  из условия непробивания ее самолетом, в частности, «Фантомом». Сложность и нестандартность данной прочностной задачи состоит в том, что при таком ударе в бетоне и арматуре мгновенно возникают волновые напряжения, в 10...100 раз превышающие статическую прочность  $R_b$  и  $R_s$ . Следовательно,  $R_b$  и  $R_s$  нельзя использовать, поскольку при этом толщину существующих оболочек  $\Delta=1,1$  м или коэффициент армиро-

вания  $\mu=10^{-2}$  придется увеличить в 10...20 раз.

При расчете на прочность при ударе необходимо ввести новые прочностные константы — скорость разрушения и мгновенную прочность бетона. Для того чтобы конструкция выдержала удар без разрушения, она должна воспринимать ударный импульс  $S_c=m_c V_c = \int_0^t P(t)dt$  и рассеять кинетическую энергию  $U_c = \frac{1}{2} m_c V_c^2$ , сообщенную ей падающим телом.

Если вся энергия  $U_c$  передается на оболочку, то требуемая толщи-

на  $\Delta_u > \Delta_s$ , так как поглощающая способность бетона низка, и почти вся энергия  $U_c$  должна быть поглощена пластическими деформациями арматуры  $W_s^{pl}$ . Зная предельную пластическую деформацию  $\epsilon_{pl}^{max}$  и длину пластической зоны в арматуре  $\lambda_s$ , легко определить требуемую площадь сечения арматуры  $A_s^k$  по контуру выбиваемого конуса. Из условия равенства энергий  $W_s^{pl} = U_c$

$$W_s^{pl} = A_s^k \lambda_s \epsilon_{pl}^{max} R_s = U_c = \frac{1}{2} m_c V_c^2.$$

В результате оказывается, что все сечение железобетонной оболочки должно стать металличе-



ским. Причина такого парадокса в том, что не учтена поглощающая способность самолета. Авторами установлено, что в процессе соударения самолет поглощает свыше 90 % кинетической энергии вследствие пластических деформаций. Если распределить массу самолета по его объему, то средняя плотность  $\rho_c^p$  и усредненный модуль упругости окажутся примерно в 20 раз меньше плотности  $\rho_b$  и модуля упругости бетона  $E_b$ . При соударении двух тел с разными модулями они воспримут энергию обратно пропорционально модулям. Поэтому самолет воспримет  $^{19}/_{20}U_c$ , на оболочку придется лишь  $^{1}/_{20}U_c$ . С учетом поглощающего эффекта самолета толщина оболочки определяется импульсивным, а не энергетическим воздействием самолета, т. е.  $\Delta_s > \Delta_u$ .

Поскольку бетон не разрушается мгновенно после удара, а в течение некоторого малого времени выдерживает ударное давление самолета  $P = m_c V_c t_c^{-1} = 4 \cdot 10^5$  кН, создающее напряжения  $\approx 100R_{bt}$ , то логично ввести новое понятие скорости разрушения бетона при растяжении  $V_p$ , которое позволит описать процесс ударного разрушения бетона. Бетон не разрушается мгновенно, потому что ударные растягивающие напряжения в нем  $\sigma_b^+$  меньше теоретической прочности бетона  $R_{bt}^h = \frac{1}{40} E_b \cdot R_{bt}^h$  предлагается считать мгновенной прочностью бетона, т. е. при  $(\sigma_b^+)_{\max} = R_{bt}^h$  происходит мгновенный разрыв.

Скорость разрушения бетона связана со скоростью роста начальных микротрещин и потому должна возрастать с повышением уровня растягивающих напряжений  $\sigma_b^+$ . Полагаем, что зависимость  $V_p(t)$  от  $\sigma_b^+(t)$  линейна, т. е.  $V_p(t) = c\sigma_b^+(t)$  ( $c$  — константа).

При достижении напряжениями  $\sigma_b^+$  верхнего предела  $R_{bt}^h$  скорость  $V_p$  также должна быть максимальной  $V_p^{\max}$ .

На практике при  $\sigma_b^+ = R_{bt}^h$   $V_p^{\max} \neq \infty$ , и ограничено скоростью распространения волны напряжений, равной скорости звука  $V_{зв}$ , т. е.  $V_p^{\max} = V_{зв}$ . Исходя из этого

$$V_p(t) = V_{зв} \sigma_b^+(t) R_{bt}^h{}^{-1}. \quad (1)$$

Учитывая, что

$$\sigma_b^+(t) = \tau_b(t) = P(t) (\pi d_s \Delta_s)^{-1},$$

получим

$$V_p(t) = V_{зв} P(t) (\pi d_s \Delta_s R_{bt}^h)^{-1}. \quad (2)$$

Из зависимости (2) видно, что графики изменения скорости разрушения и силы  $P(t)$  в импульсе подобны. Зная скорость разрушения, легко найти требуемую толщину оболочки  $\Delta_s$ . За время  $dt$  действия элементарного импульса  $dS = P(t)dt$  успевают разрушиться слой оболочки толщиной  $d\Delta = V_p dt$ , отсюда  $dt = d\Delta V_p^{-1}$ . С учетом формулы (2)

$$dt = d\Delta [\pi d_c \Delta_s R_{bt}^h P(t) V_{зв}^{-1}]. \quad (3)$$

Умножив обе части равенства на  $P(t)$ , получим

$$P(t)dt = dS = d\Delta (\pi d_c R_{bt}^h V_{зв}^{-1}). \quad (4)$$

Для всего импульса

$$\int_0^t P(t)dt = \int_0^S dS = \int_0^{\Delta_s} d\Delta \times (\pi d_c R_{bt}^h V_{зв}^{-1}) = \Delta_s^2 \pi d_c R_{bt}^h = V_{зв}^{-1}. \quad (5)$$

Отсюда искомая формула

$$\Delta_s = \sqrt{\int_0^t P(t)dt V_{зв}} = \sqrt{\frac{S V_{зв}}{\pi d_c R_{bt}^h}} = \sqrt{\frac{m_c V_c V_{зв}}{\pi d_c R_{bt}^h}}. \quad (6)$$

Оказалось, что  $\Delta_s$  зависит от импульса, но не зависит от его формы, поскольку форма импульса тождественно отображается законом изменения скорости. Итак, роль бетона в восприятии удара является основной и состоит в том, чтобы остановить самолет, выдерживая его давление столько времени, сколько длится ударный импульс, т. е. именно бетон создает основной реактивный импульс при ударе  $S_b = S$ .

До момента разрушения бетона и выбивания конуса роль арматуры сводится к снижению уровня растяжения бетона с до  $\sigma_b^+(1 + E_s/E_b \mu)^{-1}$ . Если бетон не сможет воспринять импульс самолета  $S$ , то после выбивания конуса остаток импульса  $\Delta S = S - S_b$  придется на арматуру и вызовет в ней скачок напряжений до  $\sigma_s^+ > 10R_s$ . В результате произойдет почти мгновенное разрушение арматуры вследствие среза или разрыва. Механизм разрушения арматуры до конца не исследован, но уже можно утверждать, что при  $\mu < 0,03$  ее учет может снизить требуемую толщину  $\Delta_s$  не более чем на 20 %. На данной стадии исследования

предложена формула для определения  $\Delta_s$  с учетом коэффициента армирования  $\mu$

$$\Delta_s = \sqrt{m_c V_c V_{зв} A}, \quad (8)$$

где

$$A = \left[ \pi d_c R_{bt}^h \left( 1 + \frac{E_s}{E_b} \mu + \frac{R_s^h}{R_{bt}^h} \mu^{3/2} \right) \right]^{-1};$$

$$R_s^h = 0,1 E_s.$$

Формулы (6..8) справедливы для случая удара по оболочке относительно мягкого тела (при  $E_c^p < \frac{1}{5} E_b$ ), при  $V_c > ^{1}/_{100} V_{зв}$  и  $d_c > ^{1}/_{2} \Delta$ , когда разрушение происходит вследствие выбивания конуса, без предварительного внедрения снаряда в тело бетона.

Предложенные формулы дают очень хорошее совпадение с многочисленными экспериментальными данными, полученными во Франции и Германии по пробиванию оболочек самолетами и мягкими снарядами диаметром до 1 м, длиной до 5 м, массой до 3 т. Установлено, что при  $\mu \leq 0,03$  армирование существенно повышает непробиваемость оболочки.

При нормальном к поверхности ударе расчетного самолета «Фантом», движущегося со скоростью  $V_c = 215$  м/с, массой 20 т при среднем диаметре  $d_c = 3$  м по формуле (6) получено, что требуемая толщина оболочки (без учета арматуры)  $\Delta_s = 1,5$  м. Если учесть, что самолет падает на оболочку не по нормали, а под углом  $\alpha > \pi/4$  и учесть влияние арматуры, то оказывается, что существующие оболочки толщиной  $\Delta_s \geq 1,1$  м выдерживают расчетный удар самолета.

## Выводы

Впервые получена формула для определения требуемой толщины защитной оболочки при ударе самолета, имеющая ясный физический смысл и хорошо обоснованная экспериментами.

Решающую роль в обеспечении местной непробиваемости оболочки самолетом или мягким снарядом играет толщина бетона. При ее грамотном назначении можно существенно снизить расход арматуры.

Роль арматуры и особенно внутренней стальной обшивки в том, чтобы не допустить падения осколков бетона внутрь оболочки.

При ударе свыше 90 % кинетической энергии поглощает сам самолет.

УДК 620.179.16.05

И. Н. ГРОМОВ, И. И. МОНАСТЫРСКИЙ, кандидаты техн. наук,  
Д. Ю. СНЕЖКОВ, инж. (Белорусский политехнический ин-т)

## Контроль прочности бетона портативным прибором

Внедрение на предприятиях стройиндустрии и строительных объектах неразрушающего контроля прочности бетона конструкций с использованием ультразвуковых методов является действенным фактором обеспечения качества продукции, снижения трудозатрат, повышения культуры производства\*.

Однако средства ультразвукового контроля прочности и однородности бетона применяются недостаточно широко. Это обусловлено тем, что техническое и конструктивное решение выпускаемых приборов (УК-10, УК-10Г Бетон-12 и др.) в большинстве случаев не позволяют полно реализовать возможности ультразвукового импульсного метода.

Из-за отсутствия автоматизации прибора получение и обработка результатов измерений проводятся вручную с использованием многочисленных органов настройки и управления. Эксплуатация таких приборов требует специальной подготовки, методика измерения акустических параметров достаточно сложна, а интерпретация результатов измерений трудна даже для специалистов.

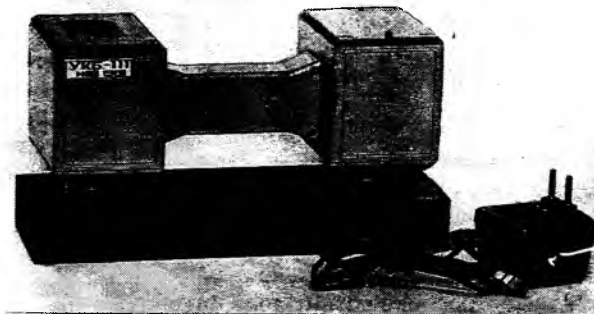
Одним из путей повышения эффективности ультразвукового метода контроля прочности бетона является разработка портативных приборов, доступных оператору без специальной подготовки. В то же время их функциональные возможности не должны быть ограничены простотой эксплуатации. Должна быть предусмотрена также оперативная смена алгоритмов

обработки информации для учета изменившихся технологических параметров производственного процесса и др.

Традиционные принципы построения ультразвуковых приборов контроля прочности бетона не решают эту задачу. Например, перерасчет времени распространения ультразвукового контроля в значении прочности в приборе УК-16ПС с применением линейной аппроксимации зависимости «время — прочность»

$$R=5A(B-t)$$

Рис. 1. Прибор типа УКБ, поверочный образец и зарядное устройство



привел к неоправданному усложнению прибора, допускающему при этом систематическую ошибку.

Большие возможности открывает метод программной реализации алгоритмов обработки информации с использованием в качестве элементной базы больших интегральных схем микропроцессорных комплектов и запоминающих устройств.

В связи с этим интересна разработка Белорусского политехнического института портативных приборов (рис. 1) для контроля прочности бетона с автоматической обработкой информации. Основой измерительного тракта прибора является микропроцессор серии К1816 и блок памяти емкостью 2К, в котором хранится

программа обработки сигналов. Связь процессора с приемным и передающим трактами прибора позволяет измерять время распространения ультразвукового импульса с минимальной дискретностью 0,1 мкс. Диапазон изменения мощности ультразвукового импульса составляет 1 дБ (ступенями до 6 дБ).

Кроме того, возможность программного изменения коэффициента усиления приемного тракта ступенями по 3 дБ (до 24 дБ) и порога срабатывания формирователя

ступенями по 0,25 максимального, позволяет косвенным образом оценивать коэффициент затухания ультразвука и форму принятого сигнала.

Контроль акустических параметров осуществляется способом поверхностного прозвучивания изделия на фиксированной базе 200 мм. Измерение производится прибором, установленным на поверхность изделия акустическими преобразователями, а результат выводится на трехразрядный цифровой индикатор. Единственным органом управления прибором при измерении является кнопка включения.

Для оценки эффективности технического решения, области применения алгоритма функциониро-

\* Современное состояние и проблемы повышения качества железобетонных изделий и конструкций / В. А. Михайлов, Ю. А. Нилсендер, К. В. Михайлов, А. М. Горшков // Бетон и железобетон.— 1973.— № 10.— С. 2—3.

вания прибора проводили испытания на бетонах классов В7,5...В35 по рекомендациям ГОСТ 10180—78 и ГОСТ 17624—87. Прочность бетона измеряли варьированием В/Ц в диапазоне 0,35...0,67, рецептуры зернового состава заполнителя и расхода цемента.

### Техническая характеристика прибора

Диапазон измерения прочности бетона классов	В7,5—В35
Объем используемой памяти	2К
Число градуировочных зависимостей	3
Дискретность отчета результата измерения, МПа	1 ед. прочности
Дискретность измерения времени распространения ультразвукового импульса, мкс	0,1
Максимальная чувствительность приемного тракта, мкВ	40
Минимальная чувствительность приемного тракта, мВ	40
Погрешность измерения прочности, %	не более ±10
База прозвучивания, мм	200
Электропитание от встроенных аккумуляторов	8 аккумуляторов Д-0.26
Ток, потребляемый от аккумуляторов, А	0,05
Габариты по корпусу, мм	280×125×110
Масса с источником электропитания, кг	не более 1,5

На период испытаний в прибор были заложены алгоритм обработки сигналов предусматривающий измерение времени распространения ультразвука в бетоне, усреднение результатов пяти измерений, пересчет полученных значений в прочность бетона в соответствии с градуировочной нелинейной зависимостью «время — прочность» в диапазоне 10...40 МПа, а также вывод прочности бетона на индикацию.

Алгоритм преобразования «время — прочность» был построен на основе использования ступенчатой аппроксимации нелинейной зависимости, как показано на рис. 2. Это позволило отказаться от какой-либо ее аналитической формализации и использовать табличную или графическую форму представления, значительно уменьшив объем математической обработки результатов тарировочных замеров.

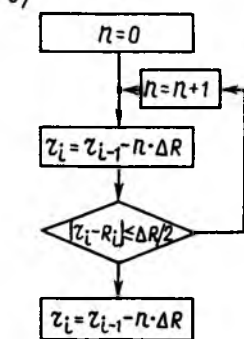
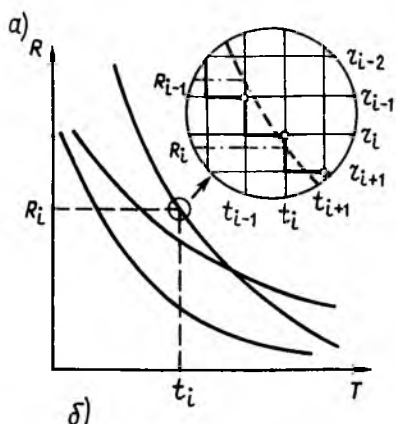


Рис. 2. Аппроксимация тарировочной зависимости «время — прочность» для бетона ступенчатой функцией (а) и алгоритм построения аппроксимирующей функции (б)  $t_i$  — отсчет времени распространения УЗК;  $R_i$  — отсчет прочности бетона;  $r_i$  — аппроксимирующее значение прочности;  $n$  — номер шага дискретизации тарировочной зависимости;  $\Delta R$  — шаг дискретизации,  $\Delta R = |r_i - r_{i-1}|$

Среднеквадратичную ошибку аппроксимации  $\epsilon_{\text{кв}}$  определяли по формуле

$$\epsilon_{\text{кв}} = \sqrt{\frac{t_k/t_n \int [R(t) - r(t)]^2 dt}{t_k - t_n}}$$

где  $R(t)$  — градуировочная зависимость «время — прочность»;  $r(t)$  — аппроксимирующая зависимость;  $t_k, t_n$  — интервалы времени распространения ультразвукового контроля в бетоне соответственно максимальной и минимальной прочности.

При использовании указанного алгоритма (см. рис. 2) и допущении

$$\frac{dR(t)}{dt} < \frac{\Delta R}{\Delta t},$$

$$\epsilon_{\text{кв}} \approx \frac{\Delta R}{2\sqrt{3}},$$

что выполняется для принятых значений  $\Delta R$  и  $\Delta t$ ,

$$\epsilon_{\text{кв}} \approx \frac{\Delta R}{2\sqrt{3}},$$

где  $\Delta R$  — шаг дискретизации зависимости «время — прочность».

Это свидетельствует о том, что ошибка аппроксимации не зависит

от ширины диапазона измеряемой прочности, а определяется лишь шагом дискретизации. При выбранном шаге дискретизации в 1 МПа среднеквадратичная ошибка аппроксимации  $\epsilon_{\text{кв}}$  составила 0,29 МПа, что меньше, чем позволяет получить использование экспоненциальной аппроксимации, рекомендованной по ГОСТ 17624—87 при указанной ширине диапазона измерения.

В процессе опытной эксплуатации функциональные возможности прибора были расширены: число градуировочных зависимостей увеличено до трех, предусмотрена смена их с помощью переключателя. Это позволило оперативно использовать прибор для контроля изделий из бетона различного состава или на различных стадиях технологического процесса.

Испытывали плиты ПДН и ПАГ, фундаментные блоки, колонны, ригели, фермы — до 25 изделий каждой серии. Измерения проводили по схеме поверхностного прозвучивания после распалубки изделий и выдерживания на открытом воздухе в течение 4...8 ч. Выбор участков и число замеров для контроля прочности бетона в конструкциях производили по ГОСТ 18105—86 с учетом зон армирования.

Для подтверждения соответствия фактической прочности бетона в изделиях расчетной в каждой серии было изготовлено по 6 образцов-кубов с ребром 100 мм и призм размером 100×100×300 мм из бетонов тех же составов при одинаковых условиях твердения.

Средние результаты ультразвуковых и механических испытаний на бетонах классов В7,5...В35 приведены в таблице. Так, отклонение отдельного результата измерения прочности бетона в серии не превышает ±10%, наибольшее отклонение прочности наблюдается для бетона класса В7,5.

Таким образом, неразрушающий контроль прочности бетона программно-управляемыми приборами позволит, используя различные алгоритмы обработки нормативных параметров, реализовать различные методики измерения, повысить надежность и достоверность контроля.

Погрешность измерения прочности бетона по методике ГОСТа, реализуемой прибором, не превышает ±10%. Это позволяет использовать его для оперативного

Класс бетона	Условия твердения бетона	Прочность бетона, МПа	Погрешность, % $\frac{R_k - R_n}{R_n}$
B7,5	Пропаривание	11,7/10,5	+11
B7,5	>	10,7/11,0	-3
B7,5	>	12,3/11,5	+7
B7,5	>	11,9/13,5	-12
B7,5	>	9,6/10,5	-8
<hr/>			
B15	>	22,2/21,5	+3
B15	>	22,9/22,0	+4
B15	>	21,4/22,5	-5
B15	>	22,7/21,5	+6
B15	Нормальное твердение	20,5/19,5	+5
<hr/>			
B25	Пропаривание	32,4/30,5	+6
B25	>	34,1/32,0	+7
B25	>	31,6/30,0	+5
B25	Нормальное твердение	33,2/34,5	-4
<hr/>			
B25	Пропаривание	34,3/31,5	+9
<hr/>			
B35	Нормальное твердение	43,0/44,5	-3
B35	Пропаривание	44,8/42,0	+7
B35	>	42,8/43,0	-1
B35	>	44,3/43,0	+3
B35	>	42,9/44,5	-4

Примечание. Перед чертой — результаты механических испытаний 6 кубов; после черты — результаты измерений по прибору.

контроля прочности в изделиях на заводах ЖБИ.

Применение портативных приборов для оценки прочности бетона позволит во многих случаях отказаться от изготовления контрольных образцов и снизить материальные затраты. Расчеты показывают, что экономический эффект от внедрения прибора составил около 4,5 тыс. р.

## Внимание специалистов!

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

Тел. 174-88-05, 171-67-00.

УДК 691.327:620.169.1

А. В. ВЕСЕЛОВ, инж., А. А. ГОНЧАРОВ, канд. техн. наук (МИСИ)

## О влиянии ударного нагружения на долговечность бетона забивных свай в агрессивной внешней среде

Проблема повышения долговечности конструкций, работающих в контакте с морской водой в суровых климатических условиях, возникла одновременно с применением железобетона в качестве основного материала для строительства портовых сооружений (причалов, эстакад, молов и др.). Уже с момента строительства они подвергаются интенсивному воздействию природных факторов (температурного, влажностного, химического), причем наиболее уязвима зона переменного горизонта воды. Так, по данным [1], причал эстакадного типа на призматических железобетонных сваях сечением 30×30 см, построенный в 1967 г., уже через два года пришлось капитально ремонтировать, так как более половины свай в зоне переменного горизонта воды полностью разрушились.

Опыт строительства и 20-летней эксплуатации Кислогубской ПЭС показал, что проблема повышения долговечности монолитных конструкций гидротехнических сооружений, работающих в суровых климатических условиях под воздействием статических нагрузок при невысоком уровне нагружения, была успешно решена правильным подбором состава бетонной смеси, снижением В/Ц и введением комплексной воздухововлекающей добавки. В нормативной строительной документации установлено обязательное выполнение данных технологических приемов при изготовлении бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, работающих в суровых климатических условиях. Однако преждевременное разрушение забивных железобетонных свай в зоне переменного горизонта воды показало, что проблема долговечности этих конструкций окончательно не решена.

Натурные обследования поврежденных свай морских причалов, проведенные в разные годы учеными ЛенморНИИпроекта, ОИИМФА, ЦНИИСа и др., показали, что для большинства свай характерны повреждения в виде продольных трещин в надводной зоне, шелушения и осыпания бетона в зоне переменного горизонта воды, которые сопровождались коррозией арматуры.

Причиной преждевременного разрушения бетона могли стать динамические напряжения сжатия, возникающие при погружении свай забивкой [2, 3]. Для проверки этой гипотезы авторами были проведены комплексные исследования по изучению влияния параметров ударного нагружения на последующую морозостойкость бетонов различных составов при оттаивании в морской и пресной воде.

В экспериментах использовали составы бетона, применяемые при заводском изготовлении свай, в том числе с воздухововлекающими добавками (I — составы без добавок; II — составы с добавками). Ударные напряжения создавали в опытных образцах-призмах лабораторным трубчатым копром, оборудованным электронной измерительной системой для фиксации параметров ударного импульса. Последние варьировали изменением массы молота, высоты его падения и толщины амортизационной прокладки. Максимальные сжимающие напряжения составляли 0,3...0,7 призматической прочности бетона опытных образцов. Число ударов, наносимых по одному образцу, не превышало 300.

После многократного приложения динамической нагрузки образцы испытывали на морозостойкость по ускоренной методике в соответствии с ГОСТ 10060—76 при температуре замораживания —50 °С.

Параллельно испытывали образцы с оттаиванием в пресной и морской воде соленостью 34 г/л. В каждой испытываемой партии выделяли контрольные образцы, не подвергавшиеся ударному нагружению.

В процессе ударного нагружения и последующего испытания на морозостойкость постоянно контролировали время прохождения ультразвука и модуль динамической упругости бетона резонансным методом. В процессе динамических испытаний измерения производили после каждых 5 ударов молота, а при испытаниях на морозостойкость — после каждых 5 циклов замораживания — оттаивания.

Результаты испытаний показали, что многократное ударное нагружение вызывает интенсивное микротрещинообразование в бетоне в течение первых 20...40 ударов независимо от состава бетона и максимального сжимающего напряжения. Затем процесс замедляется и приобретает линейный характер (рис. 1).

Значение максимального сжимающего напряжения влияет на скорость снижения модуля динамической упругости  $E_d$ . При этом составы II имеют меньшую скорость снижения  $E_d$  при одинаковых напряжениях.

При напряжениях  $0,3 R_{np}$  накопление микротрещин при увеличении числа ударных воздействий происходит очень медленно. Это согласуется с данными [4], в которых показано, что многократно повторные нагрузки при напряжениях, не превышающих границы  $R_1^0$ , также приводят к микротрещинообразованию, но возникающие при этом микротрещины являются равновесными.

При напряжениях, превышающих  $0,5...0,6 R_{np}$ , в бетонах состава I и  $0,6...0,7 R_{np}$  в бетонах состава II стабилизации модуля динамической упругости бетона не происходит и после 25...60 ударов молота образцы полностью разрушаются.

К моменту разрушения снижение скорости прохождения ультразвука в неармированных образцах из бетона состава I составляло 7...29 м/с от первоначального, а в образцах из бетона состава II — соответственно 20...32 м/с. Как показано в работе [3], при забивке призматических железобетонных свай, когда напряжения сжатия от ударов молота достигали 16,7...19,8 МПа, было зафиксировано уменьшение скорости ультразвуко-

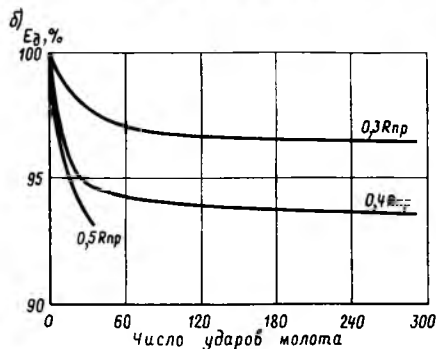
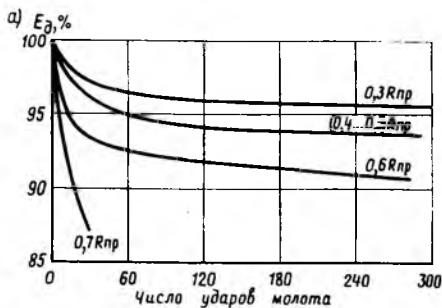


Рис. 1. Изменение модуля динамической упругости бетона в процессе ударного нагружения  
а — состав I; б — состав II

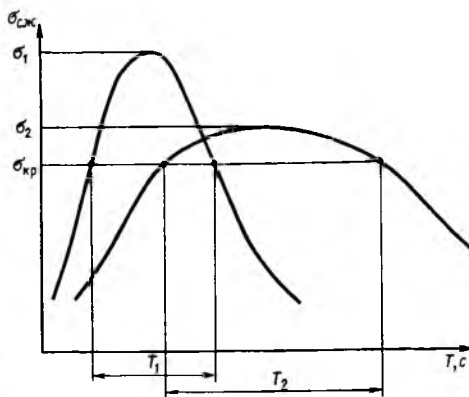


Рис. 2. Изменение параметров ударного импульса

вого импульса на 100...180 м/с.

В этом случае только предварительное напряжение арматуры и высокий процент армирования конструкций предотвратили физическое разрушение свай и обеспечили их погружение на заданную отметку. В то же время степень разрыхления структуры бетона была такова, что снижение долговечности свай при эксплуатации сооружения в суровых климатических условиях было неизбежно.

Введение в состав бетона комплексной воздухововлекающей добавки при сохранении В/Ц и увеличении воздухоудержания до 4...5 % снижает его прочность на сжа-

тие на 13...17 % по сравнению с бетоном аналогичного состава без добавок. При этом ударная прочность снижается всего на 7...9 %, а модуль динамической упругости бетона — на 4...5 %. Если воздухововлечение компенсировать уменьшением расхода воды на затворение, то при сохранении прочности на сжатие ударная прочность бетона возрастает на 5...10 % по сравнению с бетоном без добавок.

На основании полученных результатов можно утверждать, что при погружении свай ударными методами суммарное значение получаемых микроразрушений зависит в первую очередь от максимального сжимающего напряжения и в меньшей степени от числа ударных воздействий.

В процессе ударного нагружения образцов продолжительность ударных импульсов изменяли от 0,01 до 0,05 с. При этом было установлено, что увеличение продолжительности импульса при сохранении энергии удара уменьшает повреждаемость структуры бетона. Эта закономерность проявлялась во всех составах бетона. Модуль динамической упругости при увеличении длительности импульса снижался в 1,5...1,7-раза при сохранении или увеличении времени действия критического напряжения  $\sigma_{кр}$ , равного 15...25 МПа и достаточного, как правило, для погружения свай в грунт (рис. 2).

При погружении свай ударными методами в заданных конкретных условиях продолжительность и форма ударного импульса зависят от массы ударной части молота  $M$ , высоты ее падения  $H$  и жесткости амортизационной прокладки  $J$ . Изменяя эти значения, можно выбрать оптимальную форму импульса, которая обеспечит наибольшую длительность действия сжимающего напряжения  $\sigma_{кр}$ , достаточного для погружения свай в данных грунтовых условиях при минимальном значении  $\sigma_{max}$ . При этом структура бетона повреждается незначительно при сохранении или увеличении производительности сваебойной установки.

Результаты испытаний на морозостойкость образцов состава I приведены на рис. 3. Снижение модуля динамической упругости носит прогрессирующий характер и зависит от  $\sigma_{сж}$  предварительного ударного нагружения. При  $\sigma_{сж} = 0,5 R_{np}$  и особенно  $0,6 R_{np}$  скорость разрушения значительно вы-

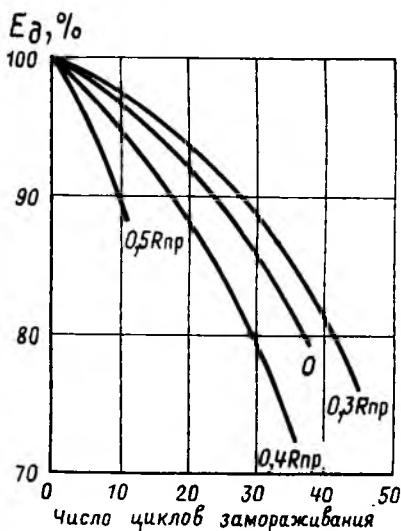


Рис. 3. Изменение модуля динамической упругости бетона состава I в процессе испытаний на морозостойкость с оттаиванием в морской воде

ше, чем в контрольных образцах, не подвергавшихся ударному нагружению. При испытаниях образцов состава I установлено также, что скорость разрушения бетона при попеременном замораживании и оттаивании хорошо коррелируется со снижением модуля динамической упругости  $E_d$ . Эта корреляция не зависит от того, при каких параметрах ударного импульса получено данное снижение  $E_d$ .

При испытаниях образцов состава II с более высокой морозостойкостью также зафиксировано влия-

ние  $\sigma_{сж}$  на скорость разрушения бетона при попеременном замораживании и оттаивании. Однако в этом случае отрицательное влияние ударного нагружения зафиксировано только при  $\sigma_{max}=0,6 R_{пр}$ . Данные о прочности образцов этого состава после 100 циклов попеременного замораживания и оттаивания приведены в таблице. Образцы, подвергавшиеся нагружению при  $\sigma_{max}=0,3...0,5 R_{пр}$  имеют прочность на 4...8 % выше, чем контрольные, а при  $\sigma_{max}=0,6 R_{пр}$  — на 6...10 % ниже контрольных. Результаты измерений модуля динамической упругости в этих образцах в процессе попеременного замораживания и оттаивания согласуются с приведенными данными.

Напряжения при ударном нагружении $\sigma/R_{пр}$	Прочность после 100 циклов замораживания, МПа	
	морская вода	пресная вода
—	42,6	39,7
0,3	44,1	37,6
0,4	39,9	36,2
0,5	42,2	37,0
0,6	39,1	34,6

#### Выводы

Микротрещинообразование, возникающее в бетоне свай при их погружении ударными методами, является одной из причин сжатия их долговечности при эксплуатации в агрессивной внешней среде.

Для забивных свай, эксплуати-

руемых в условиях попеременного замораживания и оттаивания, необходимо использовать составы бетона с воздухововлекающими добавками. При этом сжимающие напряжения, возникающие при забивке, не должны превышать 0,6 призмочной прочности бетона.

Уменьшение сжимающих напряжений до безопасных значений при сохранении производительности погружений свай можно достичь применением молотов (наголовников), позволяющих регулировать продолжительность ударного импульса при сохранении энергии удара.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бакланов А. С. Проблемы внедрения железобетона в морском гидротехническом строительстве // Применение железобетонных конструкций транспортных сооружений в суровых климатических условиях. — М.: ЦНИИС, 1974. — С. 14—22.
2. Василевский Ю. И. О влиянии динамических напряжений на долговечность железобетонных свай в условиях циклического замораживания // Применение железобетонных конструкций транспортных сооружений в суровых климатических условиях. — М.: ЦНИИС, 1974. — С. 71—77.
3. Гладков В. С., Гончаров А. А. Исследование долговечности железобетонных свай // Применение железобетонных конструкций транспортных сооружений в суровых климатических условиях. — М.: ЦНИИС, 1974. — С. 57—64.
4. Гвоздев А. А., Кардовский Ю. Н., Белобородов И. К. О деформациях бетона при действии многократно повторяющихся нагрузок // Воздействие статических, динамических и многократно повторяющихся нагрузок на бетон и элементы железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1972. — С. 4—22.

## НАУКА И РЫНОК

**Если Вы хотите успешно работать в условиях рыночных отношений, приобретайте следующие разработки НИИЖБ по хозрасчету в научно-исследовательских организациях.**

- Методические рекомендации по оценке конкурентоспособности научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ в области бетона и железобетона.
- Методика определения договорных цен на разработку (передачу) научно-технической продукции и разовых работ (услуг).
- Методические рекомендации по расчету годового (квартального) объема работ подразделений НПО с использованием ЭВМ.
- Положение о формах и системе оплаты труда, материального поощрения работников НИО.
- Положение об организации внутреннего хозрасчета в НИО с использованием арендного подряда.
- Методика расчета показателей финансово-хозяйственной деятельности НИО и ее подразделений в условиях перехода к рыночным отношениям с использованием ЭВМ.

- Положение о формировании и учете выполнения поисковых и инициативных работ, финансируемых за счет собственных средств НИО.

Методические и рекомендательные материалы реализуются по договорным ценам (от 200 до 400 руб.).  
 Две программы для ЭВМ типа СМ-1420 или ПЭВМ типа IBM PC/XT/ реализуются по цене 2 тыс. руб. каждая.  
 При приобретении полного комплекта материалов и программ ЭВМ — скидка 1000 руб.  
 Оказание научно-методической помощи при использовании приобретенных разработок производится по дополнительному договору.

*Предварительные запросы и заявки направлять по адресу:*

109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6, НИИЖБ, лаборатория № 16.

*Контактные телефоны:*

172-88-28 Агаджанов Владимир Иванович,  
 174-82-05 Андреева Маргарита Геннадиевна.

## Трубобетонные колонны высотных зданий из высокопрочного бетона в США

В последние годы высокопрочный бетон прочностью 80 МПа и более получает все более широкое применение в колоннах высотных зданий, строящихся в США [1, 2]. Строительные фирмы США постоянно совершенствуют конструктивные системы высотных зданий и методы их проектирования для получения оптимальных решений и наиболее эффективного использования преимуществ высокопрочного бетона.

Одной из новых конструктивных систем высотных зданий является система SWMB, разработанная фирмой «Skilling Ward Magnussen Berkshire Inc» (Сиэтл, штат Вашингтон) [3]. Ее основной особенностью является применение трубобетонных колонн из сверхвысокопрочного бетона (прочностью на сжатие до 140 МПа). Стальная трубчатая оболочка колонн выпол-

няет роль опалубки для монолитного бетона, а также вертикальной и поперечной арматуры колонн. Дополнительную арматуру в трубобетонных колоннах не применяют.

Разработка конструкций системы SWMB была начата в середине семидесятых годов. С 1980 г. проводили исследования работы трубобетонных конструкций из высокопрочного бетона и совершенствовали методы их расчета, что было связано с отсутствием нормативной документации по проектированию конструкций из такого материала.

В настоящее время в США в стадии строительства находятся семь высотных зданий с конструкциями системы SWMB. Так, в Сиэтле завершается строительство 58-этажного административного здания Two Union Square (рис. 1) высотой 230,7 м. Основными вертикальными несущими конструкци-

ями являются четыре массивные колонны постоянного сечения диаметром по 3 м, размещенные по углам центрального ствола, и 14 колонн переменного по высоте сечения, размещенные по контуру здания. Диаметр контурных колонн изменяется от 136 в нижней до 41 см в верхней части здания. Все колонны запроектированы сталежелезобетонными и представляют собой стальные трубчатые оболочки толщиной 16 мм, выполняющие функции опалубки и рабочей арматуры для монолитного бетона, заполняющего полость оболочки. Для обеспечения сцепления стальной оболочки с бетоном к внутренней поверхности оболочки приварены стальные анкерные стержни с шагом 30 см. Дополнительная арматура в конструкции колонн отсутствует. С внешней стороны оболочки нанесен слой огнезащитной изоляции.

Стальные оболочки в виде секций высотой 7,3 м были изготовлены на заводе фирмы «Hyundai Steel Structures» в Южной Корее и морским путем доставлены в Сиэтл.

Конструкции перекрытий решены в виде двутавровых балок, по которым уложены стальной профилированный настил и слой монолитного бетона. В зоне примыкания балок к колоннам предусмотрена установка вязкоупругих амортизаторов (подобно примененным в 110-этажных зданиях World Trade Center в Нью-Йорке), снижающих колебания зданий при ветровых нагрузках.

При проектировании особое внимание было уделено комплексу технологических мероприятий, обеспечивающих получение высокопрочного бетона для колонн здания. Прочность бетона на сжатие в возрасте 56 сут составила 133 МПа, модуль упругости  $5,04 \cdot 10^4$  МПа. Такие высокие прочностные характеристики достигнуты прежде всего благодаря оптимальному подбору состава бетона и применению высококачественных составляющих для бетонной смеси. Повышению прочности бетона способствовали очень низкое  $V/C=0,22$ , минимальный расход воды, равный  $149 \text{ л/м}^3$ , использование высококачественного цемента и тщательное фракционированных заполнителей крупностью до 10 мм, а также введение добавки суперпластификатора.

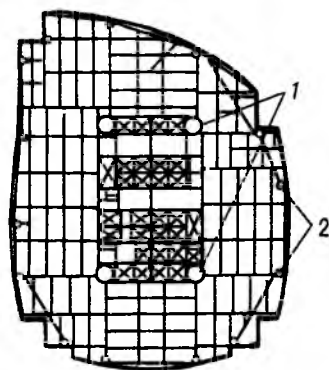


Рис. 1. Общий вид и план типового этажа 58-этажного административного здания с трубобетонными колоннами

1 — трубобетонные колонны центрального ствола; 2 — контурные трубобетонные колонны

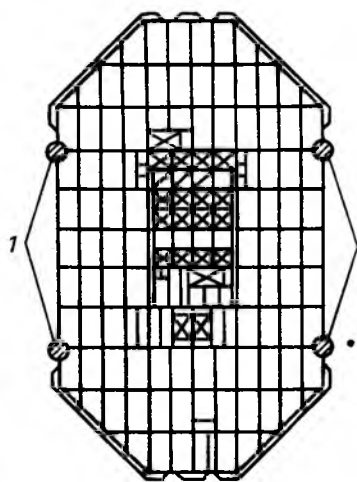


Рис. 2. Процесс возведения и план типового этажа 62-этажного административного здания с трубобетонными колоннами (1)

Особое значение имело введение добавки тонкодисперсного кремнезема в количестве 10 % массы цемента, что позволило повысить прочность бетона на 25 %.

Несмотря на низкое значение В/Ц осадка конуса бетонной смеси благодаря применению суперпластификатора составляла 25 см, что позволило подавать ее двумя бетононасосами системы «Putzmeister» с длиной распределительной стрелы до 122 м. Высота бетонных блоков, укладываемых без перерывов при подаче бетонной смеси, была равна высоте двух этажей 7,3 м. Средняя скорость возведения конструкций здания составляла два этажа за 3,5 дня, что примерно в 2 раза выше, чем при возведении традиционных высотных зданий. Установка стальной трубчатой опалубки опережала уровень укладки бетонной смеси на четыре этажа. Бетонирование осуществляли преимущественно в ночное время в течение 10-часовых смен. Для исключения пустот смесь подавали снизу вверх каждого яруса бетонирования через отверстие в трубчатой оболочке, вибрирование смеси не применяли.

Бетонная смесь поставлена фирмой «Zone Start's Industries Inc». (Сиэтл), генеральный подрядчик строительства — фирма «Turner Construction Co» (Сиэтл).

Следует отметить, что еще до начала бетонных работ генеральный подрядчик строительства израсходовал свыше 100 тыс. дол. на отра-

ботку технологии получения высокопрочного бетона и обеспечение его высокого качества. В процессе бетонирования трубобетонных конструкций лаборатория Cascade Testing тщательно контролировала приготовление бетонной смеси. При этом для разрушения стандартных цилиндрических образцов диаметром 15 и высотой 30 см мощность имеющегося в лаборатории 227-тонного испытательного пресса оказалась недостаточной, максимальные напряжения сжатия в неразрушенных образцах составляли 128 МПа. В связи с этим испытывали малые цилиндрические образцы диаметром 10 и высотой 20 см, которые доводили до разрушения при половинной мощности пресса. Стандартные прочностные характеристики при испытаниях рассчитывали с учетом влияния масштабного фактора, увеличивающего прочность при сжатии образцов меньших размеров на 10...15 % и модуль упругости на 10 %. Отмечается небольшой разброс значений прочности при испытаниях трех образцов-близнецов; например, в возрасте бетона 28 сут прочность образцов составляла соответственно 119,9; 120,6 и 121 МПа.

Конструктивное решение здания в сочетании с использованием высокопрочного бетона позволило на 30 % снизить стоимость конструкций, несмотря на его высокую стоимость, составляющую 183 дол. на 1 м<sup>3</sup>. Расход стали составил 61 кг на 1 м<sup>2</sup> площади этажей, что равно

примерно половине расхода стали в традиционных зданиях подобной этажности.

Систему SWMB использовали также в конструкциях 44-этажного здания Pacific First Center, строящегося в Сиэтле. В плане здание имеет форму прямоугольника с западающими углами. Основными вертикальными несущими конструкциями являются восемь трубобетонных колонн диаметром 225 см, размещенных по контуру центрального ствола, а также трубобетонные колонны диаметром 75 см в пределах наружных стен здания. Для колонн обоих типов применяли бетон прочностью на сжатие 133 МПа. Бетонирование конструкций осуществляли с рекордной скоростью четыре этажа в неделю. Генеральный подрядчик строительства — фирма «Sellen Construction Co» (Сиэтл). Стоимость строительства здания 200 млн. дол.

Административное 62-этажное здание Gateway Tower, строящееся по системе SWMB в Сиэтле, имеет в плане форму вытянутого восьмиугольника (рис. 2). Четыре трубобетонные колонны размещены по продольным наружным сторонам и объединены между собой X-образными связями на высоту десяти этажей, образующими жесткую пространственную систему. Трубчатые оболочки колонн заполнены бетоном прочностью на сжатие 77 МПа. Стоимость строительства здания 200 млн. дол.

В настоящее время обсуждается возможность применения системы SWMB при возведении 27-этажного здания 100 First Plaza Building в Сан-Франциско.

По мнению специалистов США, к важным достоинствам зданий системы SWMB с применением трубобетонных колонн из высокопрочного бетона наряду со значительным снижением материалоемкости конструкций и повышением уровня индустриальности возведения относится высокая сопротивляемость этих зданий сейсмическим воздействиям.

#### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Tower gets 19 000 psi core // Engineering News Record.— 1987.— Vol. 219.— N 8.— P. 15.
  2. Godfrey K. A. Concrete strength record jumps 36 % // Civil Engineering.— 1988.— Vol. 57.— N 10.— P. 84—88.
  3. Put that in your pipe and cure it // Engineering News Record.— 1989.— Vol. 222.— N 7.— P. 52.
- О. М. ПОПКОВА, канд. техн. наук  
(ВНИИТПИ)



## ВЫСОКОЭФФЕКТИВНЫЕ СЛОИСТЫЕ НАРУЖНЫЕ СТЕНОВЫЕ ПАНЕЛИ

ВНИИжелезобетоном разработаны конструкция и технология изготовления высокоэффективных наружных стеновых слоистых панелей нового вида. В них, в отличие от трехслойных стеновых панелей с гибкими связями, средний теплоизоляционный слой выполнен из полистиролбетона вместо пенополистирольных плит. Наружный и внутренний слои могут быть изготовлены из бетона любого вида — конструкционного легкого, тяжелого или мелкозернистого. Приведенное сопротивление теплопередаче такой панели на 35...45 % выше, чем трехслойной панели на гибких связях. Для армирования используется объемный арматурный каркас, применяемый для изготовления однослойных панелей.

Указанные слоистые панели могут быть изготовлены на технологических линиях однослойных панелей при условии организации поста приготовления и укладки полистиролбетонной смеси. Производительность технологической линии не изменяется, сокращается число операций с использованием ручного труда.

При применении в теплоизоляционных бетонах и бетонах ограждающих слоев зол ТЭС расход цемента сокращается на 50...100 кг/м<sup>3</sup>.

ВНИИжелезобетон на договорных началах высылает техническую документацию технологии изготовления слоистых наружных стеновых панелей, а также оказывает научно-техническую помощь в освоении производства указанной продукции.

**Заказы просим направлять по адресу:  
111524, Москва, ул. Плеханова, 7, ВНИИжелезобетон.  
Тел. 176-29-98.**

## Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.072.23

Пухонто Л. М., Джха Ф. К. Совершенствование колонн подсилованных этажей зерновых элеваторов // Бетон и железобетон.— 1992.— № 1.— С.

Изложены результаты испытаний моделей колонн подсилованных этажей с усиленным поперечным армированием немногократно повторными длительными нагрузками. Предложена расчетная модель для оценки несущей способности колонн с учетом накопления повреждений, основанная на использовании трансформированных диаграмм деформирования бетона и арматуры.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.327:691.511.55

Королев К. М., Галкина Т. Ю., Макаров В. Ю. Особенности приготовления и транспортирования бетонных смесей на новых вяжущих // Бетон и железобетон.— 1992.— № 1.— С.

Применение вяжущих низкой водопотребности и тонкомолотых многокомпонентных вяжущих обеспечивает при интенсивной раздельной технологии больший эффект по прочности бетона и расширяет возможности транспортирования таких смесей автосамосвалами по сравнению со смесями на портландцементе.— Ил. 2, табл. 2.

УДК 624.012.4:539.375

Ивашенко Ю. А. Предельная деформативность бетона при двухосном сжатии с учетом стеснения деформаций // Бетон и железобетон.— 1992.— № 1.— С.

Приведен анализ экспериментальных данных о развитии осевых деформаций, коэффициентах поперечных условно-мгновенных деформаций и быстронарастающей ползучести бетона. Установлена зависимость предельной деформативности бетона от степени стеснения деформаций.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.327.001.8

Файнер М. Ш. Концепция оптимального проектирования бетона // Бетон и железобетон.— 1992.— № 1.— С.

Приведен критический анализ общепринятой концепции и методов проектирования составов бетона. Дан пример многопланового проектирования составов бетона.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.023.673.002.3

Андрейченко А. В., Петрачков В. Е. Комплекс оборудования для изготовления железобетонных колец диаметром 1000 и 1500 мм // Бетон и железобетон.— 1992.— № 1.— С.

Описана конструкция комплекса оборудования, в состав которого входят установка В1-796А, манипулятор и станок для изготовления каркасов колец. Его составные части можно использовать отдельно в комплексе с другими видами оборудования при изготовлении железобетонных колец диаметром 1000 и 1500 мм.— Ил. 5.

УДК 624.073

Залесов А. С., Карабанов Б. В., Хавкин А. К. Учет совместной работы плит и ригелей при расчете на кручение // Бетон и железобетон.— 1992.— № 1.— С.

На основе анализа экспериментальных данных предложена расчетная модель, которая позволяет учесть влияние совместной работы многопустотных плит и ригелей при расчете на кручение.— Ил. 3.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 620.179.16.05

Громов И. Н., Монастырский И. И., Снежков Д. Ю. Контроль прочности бетона портативным прибором // Бетон и железобетон.— 1992.— № 1.— С.

Излагается опыт разработки и эксплуатации портативного прибора контроля прочности бетона. Управление взаимодействием узлов и обработкой информативных параметров в приборе реализовано программным способом с использованием микропроцессора. Результат измерения выводится на цифровой индикатор. Предусмотрена возможность смены алгоритма функционирования.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.327:620.169.1

Веселов А. В., Гончаров А. А. О влиянии ударного нагружения на долговечность бетона забивных свай в агрессивной внешней среде // Бетон и железобетон.— 1992.— № 1.— С.

Приведены экспериментальные данные о влиянии параметров ударного нагружения на последующую долговечность бетона. Обсуждены значения допустимых напряжений сжатия, возникающие при погружении свай ударными методами.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 4 назв.

*Luganskyj V. I., Sasonko L. V., Yampolskyj L. S.* Rapidly-mounting buildings of modulus-type for storing and processing of agricultural produce

*Issers Ph. A., Shprits E. S.* Investigations of constructive solutions of rapidly-mounting agricultural buildings of modulus-type

*Pukhonto L. M., Dzhkha Ph. A.* Improvement of columns of under-silo storey of grain elevators

*Koroleuv K. M., Galkina T. Yu., Makarov V. Yu.* Peculiarities of preparation and transport of concrete mixes on modern binders

*Ivashenko Yu. A.* Deformability limit of concrete under bi-axial compression accounting constraints of deformations

*Phajner M. Sh.* Conception of the optimum designing of concrete

*Andrejtchenko A. V., Petratchkov V. E.* Complex equipment used for production of reinforced concrete rings with diameter 1000 and 1500 mm

*Zalesov A. S., Karabanov B. V., Khavkin A. K.* Accounting of common work of slabs and collar beams for calculating on torsion

*Smirnov S. B., Zemskova V. N.* Strength calculation of reinforced concrete shell of Atomic electric power station under shock of airplane

*Gromov I. N., Monastyrskyj I. I., Snezhkov D. Yu.* Control of concrete strength by portable device

*Veselov A. V., Gontcharov A. A.* About influence of percussive loading on durability of concrete in drilled in piles in corrosive environment

*Popkova O. M.* Pipe-concrete columns of many-storeyed buildings from high-resistant concrete in the USA

*Lougansky V. I., Sassonko L. V., Yampolsky L. S.* Les ouvrages agricoles du type "module" à un montage rapide pour la conservation et le traitement de la production agricole

*Issers Ph. A., Shprits E. S.* Les études des solutions constructives des ouvrages agricoles du type "module" à un montage rapide

*Poukhonto L. M., Dzhkha Ph. A.* Le perfectionnement de colonnes des étages de sous-silos pour les élévateurs à grains

*Koroleuv K. M., Galkina T. Yu., Makarov V. Yu.* Les particularités de la préparation et du transport des bétons frais sur les liants modernes

*Ivashenko Yu. A.* La déformabilité limite du béton sous la compression bi-axiale compte tenu de limitations des déformations

*Phajner M. Ch.* La conception optimale du béton

*Andrejtchenko A. V., Petratchkov V. E.* Le complexe d'équipement pour la production des anneaux en béton armé avec le diamètre de 1000 et 1500 mm

*Zalesov A. S., Karabanov B. V., Khavkine A. K.* Le contrôle du travail en commun des dalles et des éléments internes pendant le calcul sur la torsion

*Smirnov S. B., Zemskova V. N.* Le calcul de la résistance de l'enveloppe en béton armé de centrale atomique sous le choc par avion

*Gromov I. N., Monastyrsky I. I., Snezhkov D. Yu.* Le contrôle de la résistance par un appareil portatif

*Vesselov A. V., Gontcharov A. A.* Sur l'influence des charges de percussion sur la durabilité du béton des pilots enforcés dans l'environnement corrosif

*Popkova O. M.* Les colonnes en pipes en béton à haute résistance des bâtiments géants dans USA

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

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 06.11.91. Подписано в печать 11.12.91. Формат 60×88 1/8. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92. Уч.-изд. л. 5,14. Тираж 7867 экз. Заказ 6703. Цена для индивидуальных подписчиков 1 р., цена для предприятий и организаций 4 р.

Адрес редакции:  
Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Каляевская, 23а  
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Государственной ассоциации предприятий, объединений и организаций полиграфической промышленности «АСПОЛ»  
142300, г. Чехов, Московской обл.

Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика»  
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

# ЭНЕРГОСБЕРЕГАЮЩИЕ ТЕХНОЛОГИИ

## Нормализация технологического телопотребления на заводах сборного железобетона

ВНИИжелезобетон предлагает заводам сборного железобетона услуги по внедрению научно обоснованных норм расхода тепловой энергии и топлива для ускорения твердения бетона и организационно-технических мероприятий, обеспечивающих выполнение этих норм.

### Разработка осуществляется по этапам:

1. Обследование завода, анализ состояния технологии тепловой обработки изделий и выявление резервов энергосбережения с использованием термоинтервалов для оценки фактических тепловых потерь тепловых установок, сетей, зданий, сооружений и других объектов.
2. Паспортизация тепловых установок завода и расчет агрегатных норм расхода тепловой энергии.
3. Расчет средневзвешенной нормы технологического теплопотребления с учетом нестандартных условий.
4. Разработка мероприятий по оптимизации работы тепловых агрегатов, сетей теплоснабжения и котельной, а также рекомендаций по внедрению этих мероприятий с целью нормализации технологического теплопотребления.
5. Технико-экономическая оценка внедрения рекомендаций по нормализации расхода тепловой энергии.

**Экономический эффект от нормализации технологического теплопотребления оценивается сокращением расхода тепловой энергии на 20...30 %.**



Заказы просим направлять по адресу: 111524, Москва,  
ул. Плеханова, 7, ВНИИжелезобетон, тел. 176-29-42.

НПК СВAM  
*предлагает*  
для внедрения  
на Вашем предприятии  
современную  
автоматизированную  
систему  
**АРМ БЕТОН**

**АРМ БЕТОН** выполняет следующие функции:

- ПОДБОР состава тяжелого и легкого бетонов
- РАСЧЕТ НОРМ расхода цемента для тяжелого и легкого бетонов, для сборных изделий и монолитных конструкций по СНиП 5.01.23-83
- ОБРАБОТКУ результатов контроля качества: бетона, заполнителей, цемента
- ВНЕДРЕНИЕ лабораторной документации
- ОПЕРАТИВНЫЙ РАСЧЕТ оптимальной коррекции состава, минимизирующий вариацию прочности бетона

Уметь программировать для применения АРМ БЕТОН не надо.

Для реализации АРМ БЕТОН необходим персональный компьютер типа IBM PC, оснащенный памятью на жестком диске («винчестре»). Мы готовы оказать Вам содействие в приобретении современных IBM совместимых компьютеров, а также можем разработать программное обеспечение по Вашему заказу.

**АРМ БЕТОН** обеспечит повышение качества продукции, снижение вариации прочности бетона, экономию цемента, повысит культуру производства.

Заявки на АРМ БЕТОН направляйте по адресу:  
121354, Москва, а/я 273, НПК СВAM