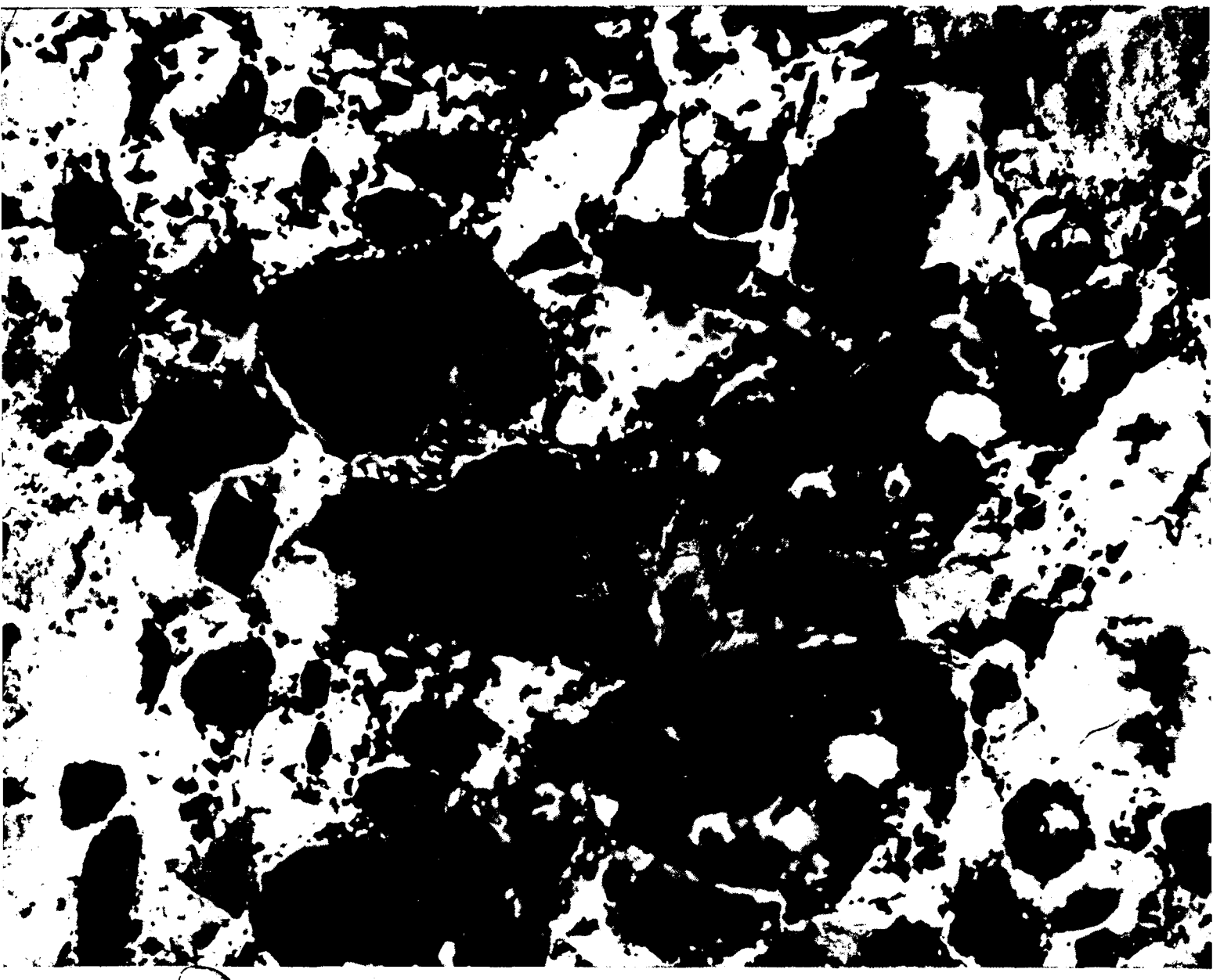


# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

3

1994



1994, №3

## ПРИГЛАШАЕМ ПОСЕТИТЬ ВЫСТАВОЧНЫЙ ЦЕНТР “СТРОЙКОНВЕРСТ”

Здесь развернута постоянно действующая выставка-продажа новейших достижений в области строительства:

- строительных материалов;
- контрольно-измерительных приборов для строительной индустрии;
- технологического оборудования;
- прогрессивных технологий;
- нормативно-справочной литературы.

Сегодня в продаже:

- три типа приборов для контроля натяжения арматуры;
- электронные склерометры;
- приборы для контроля температуры, термопары и термопарные шнуры;
- приборы контроля толщины защитного слоя бетона;
- устройство для контроля расстояний между упорами форм;
- дозаторы и др.;
- пособие по преднапряжению бетона.

ст.м. “Рязань”

звuki

ВЫШЛЕМ I

МИ

ПРИГЛАШАЕМ ЗАИНТЕРЕСОВАТЬСЯ  
СВОИМИ

ПРИГЛАШАЕМ ЗАИНТЕРЕСОВАТЬСЯ  
ОБРАЗЦЫ

Учредители:

3 (468)

Издается с апреля 1955 г

ВНИИжелезобетон, НИИЖБ, АК "Полимодр"

Июнь 1994

## СОДЕРЖАНИЕ

*Матвеев А.В.* Эффективные разработки новаторов Норильска.....2

### Бетоны

*Сахаров Г.П., Стрельбицкий В.П.* Технология и потенциальные свойства ячеистых бетонов разных видов.....5

*Зоткин А.Г.* Микронаполняющий эффект минеральных добавок в бетоне.....7

*Крылов Б.А., Кириченко В.А.* Трехслойные панели с теплоизоляционным слоем из пенополистиролбетона.....10

### В помощь проектировщику

*Карabanов Б.В.* Практический способ расчета железобетонной балки коробчатого сечения на кручение.....13

### Теория

*Щербаков Е.Н., Ажидинов С.С.* Экспериментальное обоснование зависимости ползучести цементных бетонов от уровня сжимающих напряжений.....18

### В порядке обсуждения

*Смирнов С.Б.* Причины разрушения "сейсмостойких" железобетонных зданий и принципы эффективной сейсмозащиты.....22

*Сизов В.П., Королев К.М., Кузин В.Н.* Снова об омагниченной воде затворения бетона.....25

### Зарубежный опыт

*Волков Ю.С.* Применение сверхпрочных бетонов в строительстве.....27

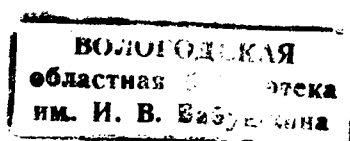
### Информация

*Иссерс Ф.А., Сасонко Л.В.* Международный симпозиум в Лиллехаммере.....32



МОСКВА

ИЗДАТЕЛЬСТВО  
ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ



© Стройиздат, журнал "Бетон и железобетон", 1994

## Эффективные разработки новаторов Норильска

*Уникальным по многопрофильности опытом изыскательских работ, проектирования, создания стройиндустрии и ведения строительных работ в условиях вечной мерзлоты и сурового климата Крайнего Севера обладают коллективы заполярного г. Норильска — Норильскпроект, Ассоциация строителей "Норильскстрой", ПО "Норильскстройматериалы", Специальное управление строительства НГМК, Управление геологических работ НГМК, Норильский филиал института "Гипроникель", Норильский инженерно-строительный центр Арктического отделения Инженерной академии России, Инжиниринговая фирма "ТИПЭКС".*

*Проектировщики и строители Заполярья, Сибири, Дальнего Востока, всей России и зарубежные специалисты могут найти у норильчан научно-технические и проектно-конструкторские разработки самых высоких проб, оригинальные инженерные идеи, отвечающие самым взыскательным запросам. Убедительное, в частности, тому доказательство — успешное участие норильчан на международных и отечественных выставках, таких как "НТД-89", "Стройиндустрия-91", "Эксклимстрой-92", "Строймаркет-93" и "Стройиндустрия-93".*

*На каких основных направлениях сосредоточили свою деятельность в области строительства коллективы г. Норильска?*

*Слово менеджеру фирмы "ТИПЭКС", осуществляющей информационные услуги в сфере строительства и технологии, А.М. Кривуле.*

*"Прежде всего, это — поиск прогрессивных проектных решений для создания крупных горно-добывающих предприятий. Проектируем современные обогатительно-металлургические комплексы. Разрабатываем технологии для заводов стройиндустрии. Решаем проблемы строительства объектов энергетики, транспорта и связи. Предлагаем проекты объектов торговли, складского и сельского хозяйства. В сфере нашей работы — широкий спектр природоохранных проблем. Разумеется, большое внимание отдается объектам жилья, социальной инфраструктуры. Наконец, — осуществляем разнообразные разработки программных средств в области компьютеризации отрасли, для охраны труда".*

*Наш обзор эффективных разработок норильских новаторов начнем с рассказа об автоматизированных программах, созданных специалистами Норильскпроекта.*

**Итак, АСУ НП — это автоматизированная система управления институтом, предназначенная для организационно-технологического управления основной деятельностью проектной организации, включая перспективное, текущее и оперативное планирование проектных работ, учет, контроль, анализ и формирование соответствующих отчетных документов.**

**Решение задач планирования проектных работ в АСУ НП реализуется на основе совместного использования двух типов моделей процесса проектирования линейных и сетевых графиков. Функционально АСУ НП состоит из двух подсистем — текущего планирования и оперативного.**

**В подсистеме текущего планирования реализовано объемно-календарное планирование проектных работ посредством отражения его на линейных графиках. В этой подсистеме осуществляются увязка формируемого тематического плана с трудовыми ресурсами, его корректировка. При этом формируются договорные и плановые документы по работам, выполняемым собственными силами и по субподряду.**

**Производится учет и анализ исполненных работ, формирование отчетных доку-**

**ментов, анализ обеспечения строек проектно-сметной документацией. Подсистема оперативного управления организует календарное планирование проектных работ в графическом варианте. Создаются оперативные графики работ в планировании. Осуществляются учет выдачи заданий, контроль и анализ выполнения оперативных графиков в аспекте работы отделов, ведение архивов заданий. В АСУ НП реализуется взаимоувязка моделей процессов проектирования, перспективных, текущих и оперативных планов института и его структурных подразделений.**

**Все расчеты в системе ведутся на основе единых базы данных и технологии проектирования. При этом обеспечивается сокращение до минимума объема входной и нормативной информации посредством использования типовых моделей процесса проектирования и развитого аппарата корректировки, позволяющего учесть специфику проектируемых объектов при ограниченном наборе типовых моделей.**

**Открывается возможность решать задачи формирования перспективного тематического плана на двух- и пятилетний периоды задолго до начала планового периода, в условиях**

значительной априорной неопределенности. При этом оценки продолжительности работ и распределение объемов по подразделениям вычисляются по типовым плановым моделям с последующей заменой оценок на уточненные значения, реализуется непрерывность планирования проектных работ. Параллельно с контролем, учетом и анализом выполнения производственной программы осуществляется пополнение и корректировка портфеля заказов, уточнение показателей, выполнение расчетов для корректировки или формирования нового плана.

Обеспечивается обратная связь в ходе выполнения производственной программы: фактические показатели объемов выполненных работ (незавершенное проектирование) и сроки выдачи заданий вводятся в базу данных и используются для дальнейших расчетов. Предоставляется возможность решать задачи объемно-календарного планирования как в пакетном режиме с использованием математических методов оптимизации, так и в интерактивном режиме с использованием средств диалога.

Пользователь АСУ НП сможет получать на экране дисплея разнообразную справочную и обзорную информацию по портфелю заказов, тематическому плану, объектам, оперативным графикам, нормативам и т.д., а также формировать различные плановые и отчетные документы с использованием языка запросов, доступного пользователю-непрограммисту.

В арсенале клиентов оказываются средства ведения и обслуживания базы данных системы в интерактивном и пакетном режимах с возможностью оперативно производить настройку на различные форматы и структуру входных данных и документов. Система обеспечивает накопление и систематизацию данных о фактическом ходе проектирования объектов для последующего анализа и корректировки типовых моделей проектирования и нормативов.

Кроме управления проектированием, в АСУ НП решается ряд задач управления трудовыми ресурсами как основным видом ресурсов проектной организации. АСУ НП реализована на ЭВМ ЕС-1035 в опе-

рационной среде SVS ОС ЕС, используются средства организации диалога "Примус" и "Телесправка".

Норильскпроектом создан программный комплекс "Учет основных средств предприятия" (УОСП). Комплекс характеризуется простотой освоения и эксплуатации. Его обладателю предоставляется удобство пользования картотекой основных средств, справочными данными на экране ЭВМ и в копии на бумаге.

Комплекс УОСП реализует выполнение всех необходимых работ по автоматическому расчету сумм амортизации и износа основных средств, в том числе и автотранспорта; получение всех требуемых отчетных данных по наличию и движению основных средств; получение информации об основных средствах, подлежащих списанию; выдачу квартальных, полугодовых, годовых (и за любой период) отчетов по движению основных средств, амортизации, износу; всестороннее обеспечение работ по инвентаризации основных средств; предоставление пользователю возможностей для постоянного поддержания в актуальном состоянии справочных данных, хранящихся в памяти ЭВМ. Разработчиком производится установка и сдача комплекса программ на ЭВМ заказчика.

Для камеральной обработки результатов полевых изысканий полезен разработанный в Норильскпроекте комплекс программ "Лаборатория".

Его использование позволяет осуществлять накопление данных по образцам грунта и результатам их лабораторных исследований, определять физико-механические характеристики грунта, анализировать грунты, определять нормативные и расчетные характеристики грунтов по элементам. При этом можно обрабатывать, кроме нормальных, мерзлые и талые грунты, использовать фондовые материалы ранее проведенных исследований. Операционно-техническая среда для программ "Лаборатория" — ЕС ЭВМ, ОС ЕС, PL-1.

Разработано программное средство "Бойкот". Предназначено оно для автоматизированного проектирования свайных фундаментов из сборных железобетонных элементов любой

серии жилых домов и объектов соцкультбыта.

Что на "выходе"? Окончательный результат программы представлен в виде графической информации на одном или двух листах формата А1. В распоряжении пользователя оказываются: компоновка свайного поля жилого дома на основании типовых секций с соответствующими крыльцами; результаты расчета свай по несущей способности с определением длины каждой сваи; результаты конструирования сборных железобетонных элементов.

В возможностях "Бойкота" — определение длины обсадных труб и расстановка температурных трубок; подсчет категорийности грунтов; автоматическое заполнение спецификаций железобетонных элементов и металлических изделий; заполнение всех сопутствующих таблиц, схем и применений по производству работ; заполнение "таблицы свай" с исчерпывающей информацией по каждой свае.

"Бойкот" обеспечивает 95%-ную степень готовности чертежей свайных фундаментов, предоставляет возможность корректировки существующих серий, пополнения БД новыми сериями. При этом существенно повышается производительность труда, экономится в среднем около 10% строительных материалов.

"Бойкот" функционирует на ЭВМ-1035 под управлением SVS (версия 6.1). Чертежи выполняются на графопостроителе ЕС 7907.

Автоматизированное проектирование многопролетных железобетонных балок реализует программный комплекс "Монстр".

Ввод геометрических параметров балки, нагрузок и нормативных значений из таблиц СНиП осуществляется в интерактивном режиме. Результаты расчета заносятся в архив для повторного использования и корректировки. Чертеж балки может строиться по данным, полученным из расчета или по конструктивным требованиям. Автоматически на чертеже заполняются таблицы спецификаций и ведомость расхода стали.

В Норильскпроекте создан комплекс программ "Stop", предназначенный для автоматизированной разработки раздела "Охрана труда" в про-

ектах (рабочих проектах) предприятий промышленного и гражданского строительства.

Комплекс позволяет формировать пояснительную записку к проекту, состоящую из титульного листа проекта; таблицы "Перечень защитно-профилактических мероприятий по охране труда"; таблицы "Категории производств и помещений по взрывопожароопасности"; таблицы "Состав санитарно-бытовых помещений". Эту "записку" можно хранить в архиве на дискете.

Использование комплекса "Stop" ускоряет подготовку раздела "Охрана труда" в проектах и рабочих проектах. Благодаря использованию единой нормативной базы обеспечиваются унификация технических решений, более полное использование нормативно-технической документации в проектах.

*Эффективны и оригинальны разработанные с применением в них бетона и железобетона проекты зданий: 14-этажного точечного 49-квартирного жилого дома с кафе-кондитерской на 50 мест и двухэтажного с двумя пристроенными объемами лестничных клеток крытого рынка с торговой площадью 1185 м<sup>2</sup>.*

Пятиугольное в плане 14-этажное жилое здание представляет собой весьма рациональное проектное решение (макет дома см. на рисунке). Жилая часть занимает площадь 31x30 м, высота этажа 3 м. Площадь первого этажа при этом составляет 51x48 м, высота встроенных помещений — 3,8 м, пристроенных — 3,6 м. В жилой части размещены: со второго по 12-й этажи — по три двухкомнатных и одной трехкомнатной квартире; на 13-м и 14-м этажах — три 6-комнатные квартиры в двух уровнях и две 3-комнатные, каждая в одном уровне. Дом оснащен двумя лифтами грузоподъемностью 630 и 400 кг и всеми видами инженерного оборудования.

Для снижения шума в квартирах проектом предусмотрены шумозащитные, вентиляционные и теплозащитные окна с тройным остеклением (разработанные конструкторско-технологическим бюро "Мосгорстройматериалы"), а также остекление лоджий, выход на которые предусмотрен из спальных комнат. Для эвакуации людей имеется незадымляемая

лестничная клетка первого типа. В лифтовых шахтах предусмотрен подпор воздуха. Для подачи воды на верхние этажи в комплексе здания имеется насосная станция. Проект разработан для I Б климатического района. Площадь застройки — 1387,04 м<sup>2</sup>.



А вот каковы характеристики здания крытого рынка. Высота первого этажа 3,6 м и второго — 4,2 м до нижнего пояса. На первом этаже расположены помещения магазинов продовольственных товаров кооперативной торговли и непродовольственных госторговли, вестибюль главного входа, дебаркадер, служебно-бытовые помещения, санитарно-контрольная служба, часть складских и технических помещений. На втором этаже — торговый зал рынка, охлаждаемые камеры, подсобные и технические помещения. В верхней части лестничных клеток размещены венткамеры и выходы на кровлю. Загрузка складских помещений предусмотрена через теплый дебаркадер. Для доставки товаров с первого этажа на второй имеются два лифта грузоподъемностью по 500 кг. Для удаления отходов со второго этажа используется подъемник на 100 кг груза.

Строительство здания предусмотрено с сохранением грунтов в вечномёрзлом состоянии посредством проветриваемого подполья. Фундаменты — свайные, ростверки — монолитные

железобетонные. Несущие конструкции покрытия — перекрестно-стрельчатая система "МАРХИ" размером в плане 36x36 м на четырех колоннах. Встроенный этаж решен по равно-связевой схеме в изделиях серии ИИ-04 — сборные железобетонные колонны и ригели. Наружные стены — кирпичные самонесущие. Площадь застройки 1352 м<sup>2</sup>. Здание выглядит архитектурно привлекательным.

*Специалистам, работающим в строительной, советую обратить внимание на следующие три разработки Норильскпроекта.*

Для плавки туфоаргилита (и других аналогичных материалов) в жидкой ванне создана плавильная печь F = 5,6 м<sup>2</sup>. Природный газ, кислород и воздух при работе печи вводятся непосредственно в расплав через фурмы. Производительность печи по расплаву — 20 т/ч. Температурный режим — до 1500°С.

Для изготовления лестничных маршей с объединенными полуплощадками разработаны блокформы. Формы выполнены вертикальными, двухместными, с паропрогревом. Новшество позволяет сократить номенклатуру изделий. Ускоряется процесс монтажа на строительной площадке, улучшаются качество и культура производства.

Позаимствуйте эффективные формы для изготовления ограждений автодорог. В отличие от существующих, применение этих бетонных шпалок весьма существенно сокращает время монтажа ограждений. При этом исключается необходимость в сварочных, слесарных и других операциях.

*Запросы по поводу использования разработок Норильскпроекта, о которых мы здесь рассказали, можно адресовать непосредственно в институт: 663310 г. Норильск, Ленинский проспект, 8; тел.: (39152) 6-29-75, 6-29-76.*

*Деловые контакты можно также осуществлять через Инжиниринговую фирму "ТИПЭКС" по адресу: 663310, г. Норильск, Ленинский проспект, 8; тел.: 6-55-35, 6-43-67, 6-59-75.*

Продолжение обзора о разработках новаторов Норильска читайте в следующих номерах журнала.

*А.В. Матвеев  
(Норильск—Москва)*

## Технология и потенциальные свойства ячеистых бетонов разных видов

Высокая технико-экономическая эффективность изделий и конструкций из ячеистого бетона, традиционно отмечаемая всеми специалистами, в новых экономических условиях требует конкретизации. Не все виды ячеистых бетонов, изготавливаемые по разным технологиям, равноценны по свойствам, особенно долговременным эксплуатационным и экологическим.

Это обстоятельство недостаточно учитывается при их применении, выборе сырьевых материалов и технологии. Например, многие техногенные отходы-золы (за исключением зол горючих сланцев), шлаки, фосфо-борогипсы и хвосты обогащения полезных ископаемых обладают запредельной концентрацией радионуклидов Ra-226, Th-232 и K-40 [1, 2, 3]. Снижение ее до допустимых пределов в бетонах и растворах вследствие разбавления создает тем не менее дополнительный к естественному радиационный фон, который в совокупности с другими составляющими может превысить среднюю годовую индивидуальную дозу облучения [2]. Это сужает считавшуюся до недавнего времени неограниченной сырьевую базу техногенных отходов, требует введения дозиметрического контроля, регламентируемого не только санитарными нормами, но и рыночным спросом на содержащую эти отходы продукцию. Поэтому в большинстве западно-европейских стран (ФРГ, Нидерландах, Бельгии, Швейцарии, Швеции, Финляндии и др.) золы, шлаки и другие "загрязненные" техногенные отходы в настоящее время для изготовления плотных и ячеистых бетонов практически не используются. Спросом в этих странах пользуются, особенно для жилищного строительства, только эко-

логически чистые строительные материалы — древесина, силикатные бетоны и кирпич, стеновые блоки, панели и плиты покрытий и перекрытий из газобетона на цементе и песке. Подобная тенденция, усиливаемая нестабильным качеством техногенных отходов и продукции на их основе, наблюдается и в России, и в странах ближнего зарубежья.

Доля продукции из ячеистого бетона, изготавливаемой с применением зол и шлаков, по отчетным данным за 1990...1991 гг. [4], составляла 16,77%, в том числе с использованием зол ТЭС — 3,45%, сланцевой золы Прибалтийской ГРЭС — 6,12%, шлаков — 7,2%, при содержании последних в составе ячеистого бетона 2...8%. Основная масса продукции из ячеистого бетона, выпускаемой всеми заводами России и стран СНГ, изготавливается на цементно-известковом вяжущем и песке и подвергается автоклавной обработке. Эта общепринятая схема производства ячеистых бетонов в концепции авторов и программы "Стройпрогресс" не является универсальной, так как ориентирована на высокую концентрацию производства и, как следствие, дальние перевозки готовой продукции и неизбежный региональный монополизм. Она не достаточно учитывает изменчивость свойств автоклавного ячеистого бетона во времени в зависимости от состава вяжущего и условий эксплуатации конструкций, а также технико-экономическую эффективность изделий разных видов в связи с технологией. В структуре их выпуска самыми распространенными являются мелкие стеновые блоки (54%), стеновые армированные панели (19%) и теплоизоляционные плиты (17%); плиты покрытий и перекрытий составляют 3%, пере-

родочные плиты — 1,7% [4].

Удельная стоимость стен и перегородок в общей стоимости жилых и общественных зданий составляет 35...40%, покрытий и перекрытий — 14...15%; их соотношение 2,6...1. В приведенной структуре выпуска изделий это соотношение (средняя стоимость стеновых мелких и крупных блоков и панелей к стоимости плит покрытий и перекрытий) составляет 17,5...1, а без мелких стеновых блоков — 7,2:1, т.е. плит покрытий и перекрытий выпускается значительно меньше, чем необходимо для полной комплектации зданий конструктивными элементами. Объективной причиной такого несоответствия является недостаточная их жесткость и трещиностойкость, характерная, хотя и в меньшей мере, и для стеновых панелей. С позиций надежности, экономической эффективности и безвредности армированные конструкции стен, покрытий и перекрытий из автоклавного ячеистого бетона на цементно-известковом вяжущем и песке, изготавливаемые при пониженном В/Т по вибрационной или литой технологии и запаренные в автоклаве, являются по всем показателям наиболее эффективными и экологически чистыми, в том числе по сравнению с аналогичными сплошными и слоистыми конструкциями из тяжелых и легких бетонов [4]. Повышение их жесткости, трещиностойкости и надежности может быть достигнуто, как показывают исследования и практический опыт [5, 6], сочетанием определенных структурно-технологических параметров автоклавного ячеистого бетона и преднапряжением конструкций в автоклаве. Это позволит преодолеть известные трудности в создании преднапряженных конструкций из ячеистого бетона и

наладить их массовое производство. По сравнению с армированными конструкциями, производство мелких и крупных стеновых блоков перегородочных и теплоизоляционных неармированных плит из автоклавного ячеистого бетона в 2...3 раза менее рентабельно, даже в случае основного вида выпускаемой продукции, в 1,5...2 раза меньшей ее фондоемкости и в 1,6 раза большем заплоении автоклавов [4].

Исходя из этого и необходимости приближения к потребителю, производство их целесообразно осуществлять преимущественно по безавтоклавной технологии на предприятиях малой и средней мощности (10...40 тыс.м<sup>3</sup> в год), рассредоточенных по регионам России. Меньшие начальные капвложения, местное экологически чистое сырье и рынок сбыта обеспечат им при надлежащем качестве высокую рентабельность и небольшой (1,5...2 года) срок окупаемости капвложений. Многочисленные исследования, опыт производства и применения неавтоклавного газо- и пенобетона в малоэтажном строительстве в России и странах ближнего зарубежья в сборном и монолитном вариантах не имеют аналогов в мире и позволяют выделить потенциально наиболее эффективные и экологически чистые виды неавтоклавного ячеистого бетона для самонесущих и несущих конструкций. К ним, в первую очередь, относится газобетон на цементном вяжущем и песке, изготовляемый по технологии авторов данной статьи.

Он обеспечивает достижение повышенных качественных показателей: наименьшей влажностной и карбонизационной усадки и ползучести, высокой однородности свойств, прироста прочности и модуля упругости во времени, трещино-морозо-атмосферостойкости и сохранности стальной арматуры в газобетоне (благодаря повышенной плотности перегородок газовых пор и присутствию в цементном камне свободного гидроксида кальция, поддерживающего в поровом электролите высокое значение  $pH \geq 12$ ). Буферное действие гидроксида кальция в неавтоклавном газобетоне проявляется не только в защите арматуры от коррозии, но и, как считает Е.С. Силаенков, в

нейтрализации карбонизационной усадки благодаря увеличению объема кристаллической части твердой фазы, образующейся при разложении  $Ca(OH)_2$  и  $C_2SH_2$  атмосферной углекислотой и присутствию в цементном камне неразлагающихся соединений.

В результате карбонизационная усадка цементно-песчаного неавтоклавного газобетона оказывается в 2...2,5 раза меньше, чем автоклавного, и в 4...4,5 раза меньше, чем у газозолобетона и газозолосиликата автоклавного твердения (соответственно). Уменьшение карбонизационной усадки неавтоклавного газобетона обусловлено также меньшей закристаллизованностью и уровнем собственных напряжений кристаллического сростка цементного камня нормального твердения в отличие от автоклавного. Поэтому для повышения трещиностойкости и товарного качества изделий и конструкций из неавтоклавного цементно-песчаного газобетона основное внимание следует уделять снижению влажностной усадки и повышению начальной прочности. Меньшая закристаллизованность фаз цементного камня неавтоклавного газобетона и продолжающаяся гидратация цемента способствуют снижению теплопроводности, капиллярной пористости и воздухопроницаемости; уменьшению деформативности и повышению упруго-механических свойств, о чем упоминалось выше. У автоклавных ячеистых бетонов на смешанном вяжущем и песке эти свойства во времени изменяются мало, а на извести, золе и шлаке часто ухудшаются.

Неавтоклавные пено- и газозолошлакбетоны, получившие наибольшее распространение благодаря повышенной начальной прочности, обладают во многих случаях (из-за большой физико-химической неоднородности используемых отходов) недостаточной стабильностью свойств, сравнительно большей влажностной и карбонизационной усадкой и ползучестью, меньшей трещино- и атмосферостойкостью, снижающими надежность и долговечность конструкций стен и покрытий. Возможность их использования для конструктивных элементов зданий должна определяться уровнем их радиационной безопасности, а в

случае допустимой концентрации радионуклидов — нормативными требованиями ГОСТ 25485—89 и 21520—89.

Авторами настоящей статьи разработана мобильная технология стеновых блоков из неавтоклавного цементно-песчаного газобетона, обеспечивающая высокое товарное качество блоков, стабильные повышенные технические показатели газобетона и возможность изготовления в тех же формах крупных блоков и плит покрытий для индустриального строительства зданий. Ведутся строительные работы, комплектация стандартного и нестандартного технологического оборудования по разработанному рабочему проекту для реализации его в натуре [7].

## ВЫВОДЫ

1. Наиболее эффективной, высокорентабельной и экологически чистой продукцией из автоклавного ячеистого бетона при изготовлении его на цементно-известковом вяжущем и песке являются армированные конструкции наружных стен, покрытий и перекрытий, превосходящие по технико-экономическим показателям аналогичные конструкции из тяжелого и легкого бетона, в том числе слоистые.

2. Неармированные и малоармированные мелкие и крупные стеновые блоки, перегородочные и теплоизоляционные плиты из автоклавного ячеистого бетона имеют в 2...3 раза меньшую рентабельность по сравнению с армированными конструкциями. Расширение их производства с целью удовлетворения спроса и повышения рентабельности целесообразно осуществлять по безавтоклавной технологии на предприятиях малой и средней мощности (10...40 тыс.м<sup>3</sup> в год), рассредоточенных по регионам России.

3. При использовании техногенных отходов различного происхождения необходима предварительная оценка их радиационной безопасности и систематический дозиметрический контроль в производстве. Для нейтрализации физико-химической неоднородности отходов необходимо принимать меры, обеспечивающие нормативные показатели качества конечной продукции.



1. Нормы радиационной безопасности (НРБ) и основные санитарные правила ОСП-72/80. — М.: Энергоиздат, 1981. — С. 95.

2. Лось И.П., Семенютин А.М., Сабалдырь В.П., Лещинский М.Ю. Оценка радиоактивности строительных материалов, содержащих золу ГРЭС // Строительные материалы, 1986. № 5. — С. 23—24.

3. Брунарски Л., Кравчик М.

Естественная радиоактивность строительных материалов // Бетон и железобетон, 1990. № 7. — С. 44—46.

4. Техничко-экономические показатели производства изделий из автоклавных бетонов за 1990 г. // Справочно-информационный ежегодник АО "Силбет", ин-т НИПСиликатобетон, Таллин, 1991. — С. 168.

5. Сахаров Г.П. Комплексная оценка трещиностойкости изделий из ячеистого бетона // Бетон и железобетон, 1990. № 10. — С. 39—40.

6. Сахаров Г.П., Скориков Е.П., Салимгареев Ф.М., Федотов Б.Г. Самонапряжение ячеистобетонных конструкций при автоклавной обработке // Бетон и железобетон, 1992. № 9. — С. 11—13.

7. Сахаров Г.П., Стрельбицкий В.П. Высококачественные стеновые блоки из неавтоклавногазобетона для индивидуального строительства // Бетон и железобетон, 1993. № 12. — С. 3—5.

УДК 691.327

А.Г. ЗОТКИН, канд.техн.наук (Иркутский политехнический ин-т)

## Микронаполняющий эффект минеральных добавок в бетоне

Эффект микронаполнителя выражается в повышении прочности при введении в бетон инертных минеральных добавок, а также может являться частью эффекта пуццолановых добавок. Из способов введения таких добавок в бетон можно выделить два принципиально различных: минеральная добавка вводится по объему взамен цемента (содержание дисперсных частиц в смеси не меняется) и взамен песка (вся вводимая добавка идет на увеличение содержания дисперсных частиц в смеси). Имеются также промежуточные варианты, когда добавка частично заменяет цемент, а частично — песок. Пуццолановая активность проявляется при любых способах введения добавок, микронаполняющий эффект — лишь при росте содержания дисперсных частиц в смеси.

Связь способа введения минеральной добавки и ее эффекта, роль микронаполнения в общем эффекте изучены недостаточно. Одни и те же методы применяются для оценки минеральных добавок как для цементов, так и для бетонов, хотя эффект их в этих случаях различен, за счет изменения микронаполняющей составляющей.

Для анализа эффектов минеральных добавок использовались результаты исследований бетона с золой и разработанная на их основе номограмма прочности такого бетона [1]. Аналогичная номограмма построена

по экспериментальным данным для бетона с молотым песком. Номограммы включают все составы бетона с минеральной добавкой и позволяют определять изменение их прочности при любых способах ее введения. В качестве минеральных добавок приняты низкокальциевая зола сухого удаления Ангарской ТЭС-1 с водопотребностью 42...44%, удельной поверхностью 300...360 м<sup>2</sup>/кг, плотностью 2,1 г/см<sup>3</sup>, п.п.п. = 5% и молотый песок с удельной поверхностью 200 м<sup>2</sup>/кг. Использовались Ангарский портландцемент марки 400 и заполнители из русла р. Ангары (песок с  $M_k = 2,5$  и щебень из гравия с  $N_k = 20$  мм). Дисперсность добавок не приводилась к постоянной величине, так как она не оказывает существенного влияния на эффект молотого песка [2]. Образцы-кубы с ребром 10 см формировали из малоподвижных смесей. Приводимые ниже данные по прочности и пористости относятся к пропаренному бетону в возрасте 28 сут.

Любой состав бетона с минеральной добавкой можно получить различными путями, в частности вводя ее взамен песка в бетоны с низким расходом цемента и взамен цемента — при высоком его расходе. Этот подход был использован для сравнения эффектов добавок. Их введение производилось по объему. За максимальный принят расход цемента, для которого при введении добавки

взамен песка прекращается рост прочности бетона. Он составил для золы 475 кг/м<sup>3</sup> и для молотого песка 400 кг/м<sup>3</sup>. В эти составы добавки вводились взамен цемента. Минимальный расход цемента принят 200 кг/м<sup>3</sup>, использовались также составы с расходами цемента 240 и 285 кг/м<sup>3</sup>. В эти составы добавки вводились взамен песка. Результаты представлены на рис. 1.

Как и в других исследованиях, введение минеральных добавок взамен песка привело к росту, а взамен цемента — к снижению прочности бетона, а эффективность золы была существенно выше, чем молотого песка. Составы, показанные т. А для золы и т. Б для молотого песка, использованы для разделения эффектов добавок. Так, состав А может быть получен при замене цемента по объему в бетоне с его расходом 475 кг/м<sup>3</sup> (275 кг цемента заменяется на 186 кг золы) или песка в бетоне с расходом цемента 200 кг/м<sup>3</sup>. Эффекты минеральных добавок оценивали по изменению коэффициента использования цемента  $K_{иц} = C/R$  при их введении, результаты приведены на рис. 2, а, б. При их анализе учитывали, что в бездобавочных бетонах степень использования цемента повышается с ростом его расхода до оптимальной величины (рис. 2, в).

Приведенные данные показывают, что эффект минеральных добавок в большой степени

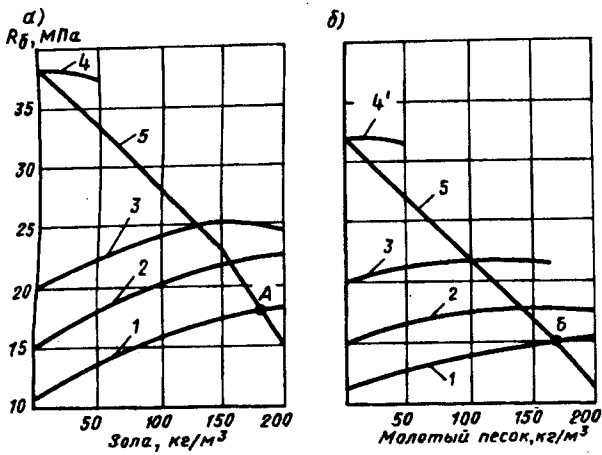


Рис. 1. Влияние минеральных добавок на прочность бетона при разных способах введения

а — зола; б — молотый песок; 1...4 — введение микронаполнителя вместо песка; 5 — то же, вместо цемента по объему. Расход цемента в бетоне,  $\text{кг}/\text{м}^3$ : 1 — 200; 2 — 240; 3 — 285; 4 — 475; 4 — 400  
А и Б — точки, принятые для сравнения эффектов минеральных добавок

зависит от способа их введения. Наибольший эффект наблюдается при введении добавок взамен песка. Он возрастает при снижении расхода цемента в бетоне. Этот эффект, являясь суммой микронаполняющего и пуццоланового эффектов, может быть назван полным. При введении золы все эффекты были положительными. Для принятых расходов цемента (200...286  $\text{кг}/\text{м}^3$ ) полный эффект золы в 5,6...2,3 раза превышал пуццолановый. Рассматривая разницу этих величин как микронаполняющий эффект, следует признать, что он является основной составляющей эффекта ангарской золы в бетоне. Молотый песок химически неактивен (что подтверждается и данными рис. 2 — кривая 4), поэтому

весь эффект введения его взамен песка является микронаполняющим.

Эффект микронаполнителя можно рассматривать как часть эффекта дисперсных частиц в бетоне, согласно которому наилучшее использование цемента в бетоне достигается, если его количество или суммарное содержание цемента и минеральной добавки является оптимальным. Для заполнителей средней крупности оптимум составляет 400...500  $\text{кг}/\text{м}^3$ . Аналогичный характер зависимости степени использования цемента от содержания дисперсных частиц для инертных, активных минеральных добавок и цемента (см. рис. 2) подтверждает это положение. С его позиций можно объяснить, почему полный эффект добавки снижается с

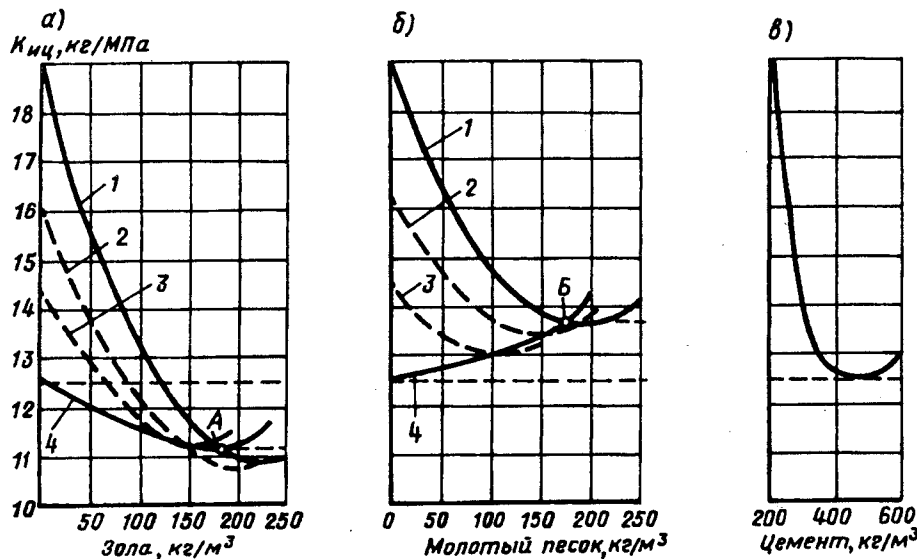


Рис. 2. Влияние расходов минеральных добавок и цемента на  $K_{mic}$

а — зола; б — молотый песок; в — эффективность использования цемента в зависимости от его расхода в бетоне без минеральной добавки; 1...3 — введение минеральных добавок вместо песка; 4 — то же, вместо цемента по объему; А и Б — то же, что на рис. 1

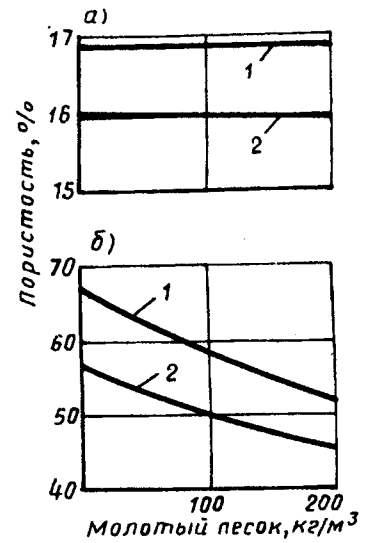


Рис. 3. Влияние молотого песка, вводимого в бетон с постоянным расходом цемента, на пористость бетона (а) и цементного камня в нем (б)

Расход цемента: 1 — 200; 2 — 285  $\text{кг}/\text{м}^3$

ростом расхода цемента.

Высказываются различные соображения о природе микронаполняющего эффекта [3, 4]. Не отрицая того, что он включает ряд составляющих, можно утверждать, что основной причиной эффекта является наполнение цементного камня в бетоне, приводящее к снижению его пористости. Наиболее просто проследить это на примере молотого песка, который практически инертен и не меняет водопотребности смеси. Пористость бетона определялась по водопоглощению, по ее величине рассчитывалась пористость цементного камня. Молотый песок включался в объем камня. Как и предполагалось, порис-

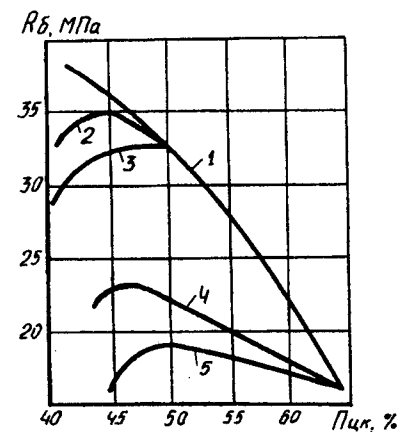


Рис. 4. Влияние пористости цементного камня, ненаполненного (1) и наполненного (2...5), на прочность бетона. Минеральная добавка 2, 4 — зола; 3, 5 — молотый песок. Расход цемента,  $\text{кг}/\text{м}^3$ : 2, 3 — 400; 4, 5 — 240

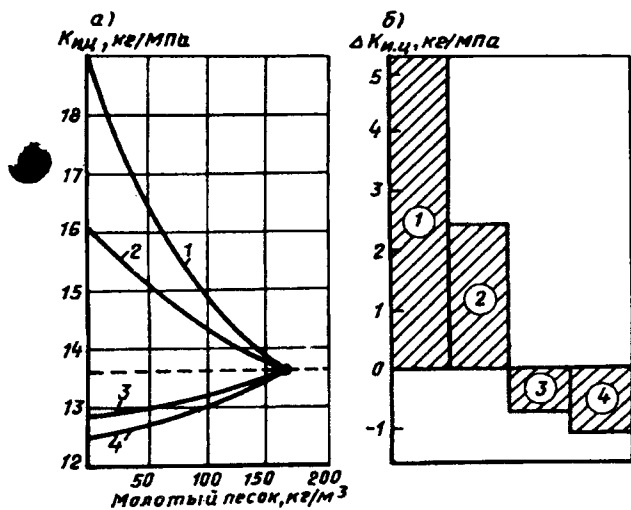


Рис. 5. Влияние молотого песка на степень использования цемента в бетоне (а) и величину эффекта в зависимости от способа введения (б)

1 — взамен песка; 2 — при сохранении прочности постоянной; 3 — взамен цемента по массе; 4 — то же, по объему; т. Б — то же, что на рис. 1

тость бетона при введении молотого песка оставалась постоянной, а пористость цементного камня в нем — снижалась (рис. 3).

Микронаполняющий эффект золы, рассчитанный как разность полного и пуццоланового, оказывается выше, чем молотого песка. Это же можно показать и при другом представлении полученных данных. На рис. 4 приведена прочность бетонов в зависимости от пористости ненаполненного и наполненного цементного камня в них. Прочность бетона с золой при той же пористости камня превышает прочность бетона с молотым песком. С другой стороны, наполнение ухудшало качество камня, что видно из сравнения прочности наполненного и ненаполненного бетонов.

Таким образом, минеральные добавки вызывают в бетоне два вида изменений: 1 — пористости цементного камня вследствие физического наполнения, пуццолановой активности добавки и изменения водопотребности; 2 — качества твердой фазы в камне, в первую очередь, качества контакта новообразований с поверхностью зерен добавки. В частности, химическая активность поверхности повышает его, что видно при сравнении молотого песка с золой и особенно с цементом (см.рис. 4). Свою роль может играть и ухудшение сцепления наполненного цементного камня с заполнителями, особенно при повышенной степени наполнения. Уменьшение прочности наполненных бетонов после достижения ее максимума происходит несмотря на продолжающееся снижение пористости цементного камня, вероятно,

вследствие ухудшения сцепления.

Влияние способа введения на эффект минеральных добавок следует учитывать при выборе методики их оценки. Наиболее наглядно это можно видеть на примере молотого песка. Для сравнения, наряду с принятым ранее введением добавки взамен цемента и песка по объему использованы введение взамен цемента по массе, а также при сохранении прочности бетона постоянной. В первом из этих случаев в связи с меньшей плотностью добавок (на 15...30%) объем дисперсных частиц в смеси несколько возрастает и к пуццолановому эффекту добавляется некоторый микронаполняющий. Во втором — масса вводимой добавки существенно, обычно в несколько раз, превышает массу сокращаемого цемента, соответственно возрастают и микронаполняющий, и общий эффект добавки. Исходные смеси для каждого способа введения принимались такими, что давали один и тот же состав бетона с добавкой. Соответствующие эффекты представлены на рис. 5, откуда следует, что один и тот же результат (принят состав в т. Б на рис. 1, б, 2, б) может быть оценен по-разному в зависимости от того, какой состав бетона принят за исходный. Меняется не только величина, но и знак эффекта. Максимальный положительный результат дает введение молотого песка при сохранении расхода цемента постоянным, примерно вдвое меньший — при сохранении постоянной прочности бетона. И тот же молотый песок в том же составе бетона будет оценен отрицательно, если вводить его

взамен цемента как по объему, так и по массе (см.рис. 5).

Поэтому методика, основанная на введении взамен цемента, пригодна для оценки добавок в бетон, но некорректна для добавок в бетон (недооценка в этом случае будет тем большей, чем меньше пуццолановая активность добавки). Минеральные добавки для бетона целесообразно оценивать, сравнивая равнопрочные составы: с добавкой и контрольный. Это позволило бы учитывать как пуццолановый, так и микронаполняющий эффекты, причем в том соотношении, в котором они реализуются в бетоне.

Микронаполняющий эффект минеральных добавок, практически отсутствующий при их испытании и применении в цементе, может "проявиться", если применение такого цемента оптимизирует его расход в бетоне. Чем ближе он будет к оптимальному, тем выше окажется эффективность использования клинкерной составляющей, что и будет проявлением микронаполняющего эффекта. Но обычно в производственных условиях одна марка цемента используется для приготовления ряда марок бетона, и реализовать оптимальные расходы цемента не удастся. Применение минеральных добавок как независимого компонента бетона позволит обеспечить оптимальное содержание дисперсных частиц во всех составах, реализовать микронаполняющий эффект добавок и повысить степень использования цемента. Эффективному применению минеральных добавок будет способствовать и корректная методика оценки таких добавок для бетона.

#### Библиографический список

1. Зоткина А.Г. Графическая интерпретация методов назначения расхода золы в бетоне // Бетон и железобетон, 1992. № 6. — С. 21—23.
2. Волженский А.В., Попов Л.Н. Смешанные портландцементы повторно помола и бетоны на их основе. — М.: Стройиздат, 1965. — 107 с.
3. Красный И.М. О механизме повышения прочности бетона при введении микронаполнителя // Бетон и железобетон, 1987. № 5. — С. 10—11.
4. Власов В.К. Механизм повышения прочности бетона при введении микронаполнителя // Бетон и железобетон, 1988. № 10. — С. 9—11.

## Трехслойные панели с теплоизоляционным слоем из пенополистиролбетона

Одним из способов повышения теплоизоляционных свойств ограждающих конструкций является снижение объемной плотности. Достигается это различными способами, в том числе применением крупного и мелкого заполнителя с малой плотностью порядка 200—800 кг/м<sup>3</sup>. В России и за рубежом с конца 50-х гг. и до сих пор проводятся исследования, проектирование и практическое применение стеновых ограждающих конструкций с вспененным беспрессовым пенопластом. Для таких бетонов применяют вспененный полистирол с  $\gamma = 20\text{—}30$  кг/м<sup>3</sup> в зависимости от способа вспенивания. Он обладает высокими теплоизоляционными свойствами ( $\lambda = 0,028$ ), хорошо склеивается клеями БФ-2, БФ-4, ВС-10Т, ВС-350, К-154, ВИАМБ-3, является прекрасной звукоизоляцией (для полистирола, марки ПСБ с  $\gamma = 35$  кг/м<sup>3</sup> коэффициент звукопоглощения находится в пределах от 0,05 до 0,42 в зависимости от частоты звука). Его применяют как в чистом виде плитным утеплителем толщиной 8—10 см, так и в качестве заполнителя легких бетонов. В одних составах полистирол лишь частично заменяет заполнитель фракций 2—10 мм, в других используется как крупный заполнитель. Прочностные характеристики таких бетонов варьируются в зависимости от объемной плотности от 0,2 до 10 МПа.

Основная ценность вспененного полистирола — это высокие теплоизоляционные показатели ( $\lambda = 0,028$ ). Это качество является определяющим. Бетоны с применением вспененного полистирола имеют прочность на сжатие, характерную для теплоизоляционных материалов, малую объемную плотность, готовятся в бетоносмесителях с принудительным перемешиванием. В последние годы полистирол стали применять в виде крупного заполнителя в легких бетонах.

В НИИЖБе разработаны стеновые конструкции ленточной разрезки с  $\gamma = 800$  кг/м<sup>3</sup> для сельскохозяйственных зданий. Технология изготовления изделий с теплоизоляционным слоем из пенополистиролбетона строится следующим образом. В форму вначале укладывается слой мелкозернистого керамзитобетона, после уплотнения по его поверхности проводятся борозды глубиной до 10 мм и прикладывается пенополистиролбетон пластичной консистенции. После его выравнивания и заглаживания на его поверхности проводятся также борозды, как на предыдущем слое, после чего укладывается наружный пластичный слой бетона и аккуратно заглаживается. Лучше трехслойные панели готовить лицом вниз, что позволяет наружную поверхность панелей делать очень ровную, облицовывать ее плиткой, делать из цветного бетона.

Ускорение твердения полистиролбетона является не простой задачей. Связано это с тем, что при тепловом воздействии гранулы полистирола расширяются, разрушая структуру бетона. Если проводить предварительную выдержку для набора начальной прочности, допускающей тепловое воздействие, то это вызовет удлинение производственного цикла, но не снимает требований к режиму прогрева, который должен быть мягким.

Необходимо иметь в виду, что вспененный полистирол является хорошим теплоизолятором на пути кондуктивного проникновения тепла через конструкцию от периферии к центру сечения изделия, т.е. затраты на паропрогрев при этом увеличиваются. Согласно имеющимся данным, на большинстве заводов сборного железобетона расход энергии на производство 1 м<sup>3</sup> продукции составляет 1900 МДж и выше. Паропрогрев изделий и конструкций из полистиролбетона осложняется еще и тем, что при  $t > 70^\circ\text{C}$  полистирол оплавляется. Для нахождения более эффективного способа ускорения

твердения полистиролбетонных изделий были проведены исследования по форсированному электропрогреву свежеприготовленной бетонной смеси с последующим термосным выдерживанием.

Как показали эти исследования, при применении литых смесей происходит интенсивное водоотделение, так как полистирол не гидрофобен, а в случае применения жестких смесей при  $\gamma = 400\text{—}600$  кг/м<sup>3</sup> виброуплотнение не может привести к наилучшему распределению гранул полистирола из-за большой разницы в плотности между вяжущим и заполнителем. Длительное вибрационное воздействие приводит лишь к расслоению смеси. Наиболее тяжелые компоненты здесь песок и цемент, которые при вибровоздействии отделяются от гранул полистирола и оседают вниз, а обнаженный полистирол остается в верхней части образца. По этой причине смесь не вибрировали. А для лучшей упаковки частиц и получения хорошей структуры вводили частицы невспененного бисерного полистирола, который в результате теплового прогрева во влажных условиях цементного теста размягчается и вспенивается в теле бетона, заполняя собой все недоуплотнения и перераспределяя некоторые частицы. Количество вводимого бисера необходимо подбирать рационально, так как при избытке его возникает излишнее давление внутри образца, приводящее к дестабилизирующим факторам. При недостатке будут наблюдаться недоуплотнения.

Температура прогрева при проведении экспериментов достигала 104—106<sup>o</sup>C. При таких параметрах бисерный полистирол полностью вспенивается. Чтобы эффект расширения оказывал положительное влияние на конечную прочность, форма закрывалась крышкой с фиксацией. Во время подъема температуры происходит интенсивное удаление воды, вплоть до теоретически связанной (17—23% количества

воды затворения). Различная скорость подъема температуры по-разному влияла на структуру бетона и конечную прочность.

На образце размером  $10 \times 10 \times 10$  см с избыточным количеством бисерного полистирола (рис. 1), прошедшего тепловую обработку форсированным электропрогревом, хорошо просматривается центральная зона. Зерна полистирола в этой зоне оказались сплюснутыми в результате воздействия развиваемого давления. Цементный камень не имеет связности и представляет собой отдельные блоки гранул вспененного полистирола, за-

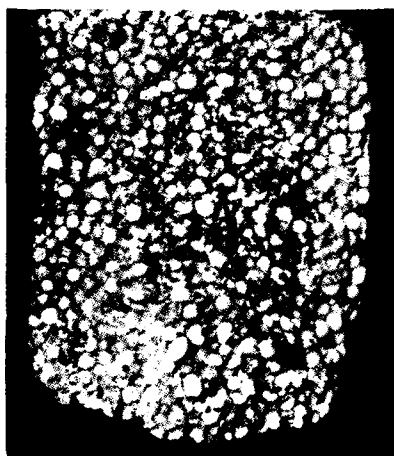


Рис. 1. Структура образца из пенополистиролбетона

ключенные в цементный камень. Вокруг этой зоны слоем около 2 см хорошо просматриваются слой недеформированных зерен полистирола и сплошная масса цементного камня. Причем даже при такой структуре прочность данного образца, выполненного на быстротвердеющем порландцементе М500 Новороссийского завода "Пролетарий", превышала прочность образца естественного твердения на 14,7%, имеющего сплошную ровную структуру. В случае рационально принятого количества бисерного полистирола и оптимального режима прогрева структура бетона получается плотной, с равномерным распределением заполнителя по объему и прочностью образцов в суточном возрасте, вдвое превышающей прочность образцов естественного твердения.

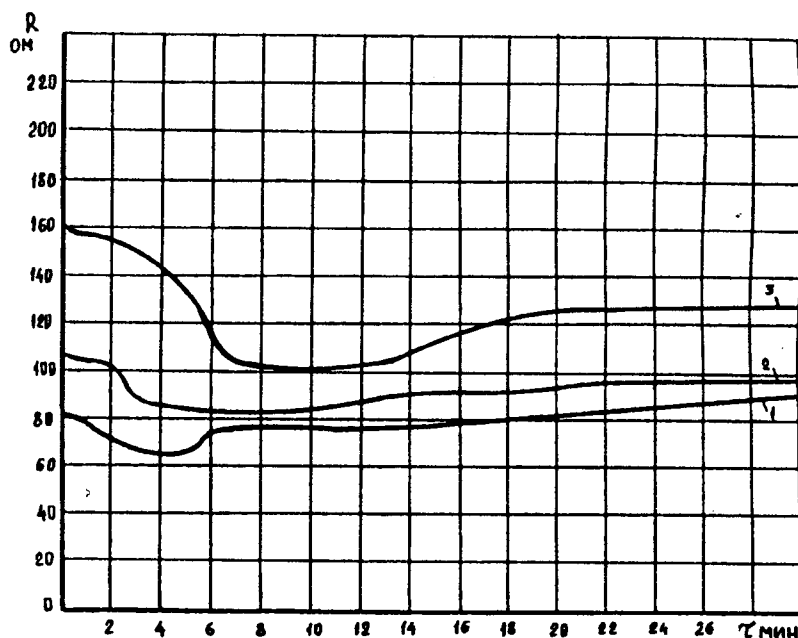


Рис. 2. Изменение сопротивления во времени при форсированном электропрогреве  
1 —  $B/C=0,4$ ;  $\gamma = 520$  кг/м<sup>3</sup>; 2 —  $B/C=0,5$ ;  $\gamma = 400$  кг/м<sup>3</sup>; 3 —  $B/C=0,5$ ;  $\gamma = 520$  кг/м<sup>3</sup>

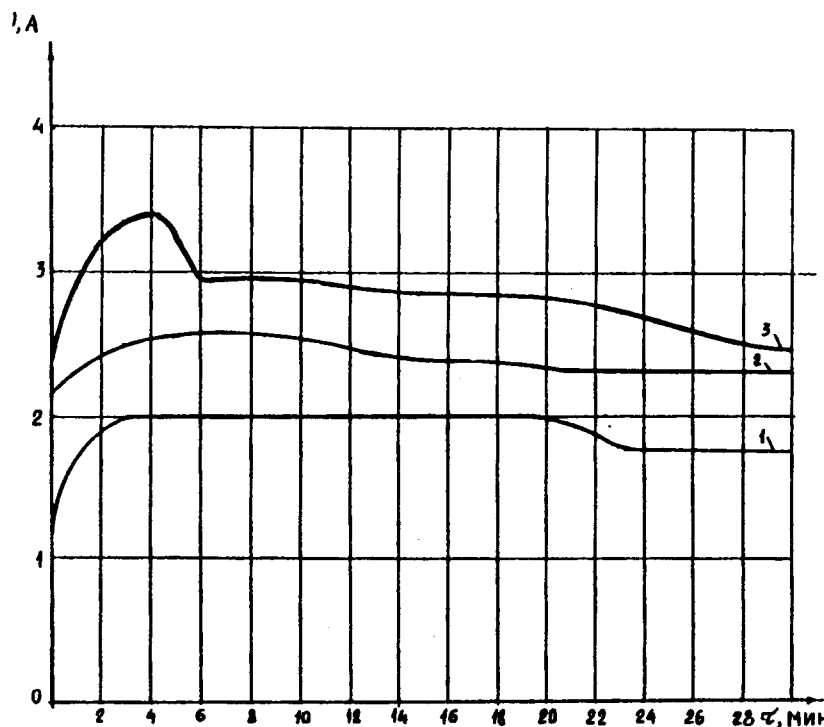


Рис. 3. Изменение силы тока во времени при электропрогреве  
1 —  $B/C=0,5$ ;  $\gamma = 520$  кг/м<sup>3</sup>; 2 —  $B/C=0,4$ ;  $\gamma = 520$  кг/м<sup>3</sup>; 3 —  $B/C=0,5$ ;  $\gamma = 400$  кг/м<sup>3</sup>

Важное значение имеет технология тепловой обработки изделий. Чтобы не происходило оплавление полистирола, прогрев начинали осуществлять сразу после укладки смеси в форму. Преимущество такого разогрева смеси заключается в том, что во влажных условиях полистирол не оплавляется, де-

структивные явления, возникающие при прогреве, можно устранить последующим вибрированием. При этом расход энергии сокращается до 360—720 МДж, что в 1,5—2 раза меньше по сравнению с паропрогревом. При предлагаемом способе прогрев ведется при более низких температурах.

Форма для электропрогрева имеет две стенки, являющиеся проводниками и выполняющими роль электродов, а остальные — диэлектриками. Ток переменной частоты с  $f = 50$  Гц и напряжением 220В пропускается через бетонную смесь. На начальном этапе смесь имеет небольшое сопротивление, которое в зависимости от количества затворенной воды лежит в пределах от 70 до 140 Ом. При таком сопротивлении и  $U = 220$ В температура бетонной смеси поднимается настолько быстро, что через 50—180 с достигает 100°C. При этом сопротивление среды падает до определенной отметки (рис. 2). Нижняя точка графика показывает не только наименьшее сопротивление бетонной смеси, но и является точкой фазового перехода твердеющей смеси (начало схватывания цементного теста). Далее сопротивление растет столь же резко, как и падало. Идет процесс схватывания. В зависимости от режимов электропрогрева схватывание завершается к 8—14 мин.

Анализируя зависимость тока от приложенного напряжения и времени прогрева, наблюдаем прекращение нарастания тока, который имеет стойкую тен-

денцию к снижению (рис. 3). Это говорит о том, что вода затворения химически и физически связывается в новообразованиях, часть ее уходит из системы за счет испарения, что приводит к значительному росту удельного сопротивления материала.

Большое влияние на кинетику твердения оказывает теплоотдача формы в окружающую среду. Данные, приведенные в этой статье, относятся к форме, у которой стенки из металла и стеклотекстолита имеют толщину 5 мм. Температура окружающего воздуха 18—20°C. При нагреве бетонной смеси до температуры 85—95°C теплоотвод сказывается очень сильно. Температура образца, измеренная в центре и на периферии, отличалась на 20°C, и как следствие структура образца, не подвергавшегося вибрации, имела плотную упаковку частиц вдоль стенок формы и менее плотную в центре образца.

Таким образом, для получения равномерной плотной структуры по сечению образца необходимо учитывать не только электрофизические параметры, но и связь с окружающей средой посредством конвективной теплоотдачи через стенки формы. Применяя фор-

мы с различной теплопроводностью, необходимо предварительно проводить лабораторные испытания с целью выявления влияния вышеперечисленных факторов на структуру бетона и его конечную прочность. Процесс электропрогрева полистиролбетона хорошо поддается автоматизации, и его можно рекомендовать в заводское производство, где стационарные условия позволяют применять различное оборудование для изготовления изделий и контроля их качества.

Разработанная технология отличается меньшей энергоемкостью и обеспечивает высокое качество трехслойных изделий с эффективным утеплителем из пенополистиролбетона.

#### Библиографический список

1. Арбеньев А.С. Технология бетонирования с электропрогревом смеси. — М.: Стройиздат, 1975.
2. Вегенер Р.В. Электропрогрев бетонных и железобетонных конструкций. — М.-Л.: Госстройиздат, 1953.
3. Крылов Б.А., Ли А.И. Форсирование электроразогрева бетона. — М.: Стройиздат, 1975.
4. Михайлов К.В., Волков Ю.С. Бетон и железобетон в строительстве. — М.: Стройиздат, 1987.

---

---

## ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ

**Организация “Совпатент” предлагает по весьма умеренным ценам:**

- \* оборудование для арматурных работ;
- \* линии для производства плит перекрытий;
- \* установки для изготовления железобетонных колец;
- \* формы для железобетонных изделий

**Поставим заказчику арматурную сталь, цанговые зажимы, захваты для ЖБИ изделий, приборы и трансформаторы.**

Обращаться по адресу: 142040 Московская обл., Домодедово, Главпочта, а/я 7.  
Контактный тел. в Москве: (095) 174-85-92.

УДК 69.025.22:539.385

Б.В. КАРАБАНОВ, канд. техн. наук (АО "Инрекон")

## Практический способ расчета железобетонной балки коробчатого сечения на кручение

В перекрытиях гражданских и промышленных зданий широко применяются железобетонные балочные элементы коробчатого сечения. От технологического оборудования, перегородок, подвижной нагрузки в этих перекрытиях реализуется пространственная работа, при этом нагрузка в поперечном направлении передается от одного элемента к другому за счет восприятия крутящих усилий. Поэтому расчет на кручение при анализе работы перекрытий весьма актуален.

Расчету балок коробчатого сечения на кручение посвящена обширная литература [1—10]. В первую очередь следует отметить метод расчета тонкостенных стержней В.З. Власова [1], имеющий мировое признание. Обладая высокой точностью для коробчатых конструкций, параметры которых близки к тонкостенным стержням, эта теория, естественно, может использоваться вне указанных границ соотношений размеров конструкции с остротностью. С помощью точного метода расчета [3] на основе расчленения коробчатой конструкции на горизонтальные плиты и вертикальные элементы, аппроксимируемые балками или пластинками (методика Б.Е. Улицкого), удалось выяснить, что для реальных железобетонных конструкций погрешность от применения теории кручения тонкостенных стержней достигает иногда 20—25%. Использование точной методики возможно с применением мощных ЭВМ, которые в настоящее время недоступны для проведения практических расчетов. Большую роль во внедрении вариационного метода В.З. Власова в инженерную практику сыграли работы А.С. Семченко [7, 8, 10], позволяющие для

тонкостенных железобетонных коробчатых настилов получать корректные результаты. В работе [5] приведены рекомендации, как определять изменение жесткостных параметров коробчатой конструкции с изменением напряженного состояния после появления наклонных, нормальных трещин, а также продольных трещин в месте контакта горизонтальной плиты и вертикального элемента.

Анализ результатов рассмотренных выше работ по кручению коробчатых балок позволяет сделать следующий вывод: для практических инженерных расчетов актуальным остается вопрос создания такой методики расчета на кручение, которая бы реализовывалась вручную и которая обладала бы точностью, соответствующей методике [3]. С помощью такой методики можно будет уточнять в практическом плане границы применения теории тонкостенных стержней. Указанная методика приведена в данной статье.

Рассмотрим две коробчатые конструкции с двумя осями симметрии при действии антисимметричной нагрузки, распределенной вдоль оси вертикального элемента коробчатого сечения (рис. 1). В одной из них (рис. 1, а) вертикальным элементом является балка (элемент, отношение толщины которого к высоте существенно больше 1/10). В другой конструкции (рис. 1, б) вертикальным элементом является пластинка (указанное отношение размеров сечения порядка 1/10 и менее). В обеих конструкциях по торцам устроены диафрагмы, препятствующие деформации контура поперечного сечения, но не препятствующие продольным деформациям. Пролет балочной

конструкции  $l$ .

Расчленим конструкцию на горизонтальные и вертикальные элементы вертикальным разрезом в плоскости боковых внутренних поверхностей вертикальных элементов. При этом горизонтальная плита рассчитывается методами теории упругости, вертикальный элемент типа балки — методами сопротивления материалов, а вертикальный элемент типа пластинки — методами теории упругости.

Положительные направления усилий, действующих по линии контакта плиты и вертикального элемента на уровне срединной плоскости плиты показаны на рис. 1. Там даны усилия, действующие на вертикальный элемент; направление усилий, воздействующих на плиту, противоположное. В общем случае вдоль контакта действуют шесть неизвестных силовых функций, однако их число может быть уменьшено до четырех [3]. В результате учитываются два неизвестных усилия плоского напряженного состояния — сдвигающая сила  $S(x)$  и поперечная нормальная сила  $N(x)$  и два усилия изгибного состояния плиты — вертикальная перерезывающая сила  $Q(x)$  и поперечный изгибающий момент  $M(x)$ . Нагрузка и неизвестные усилия  $N$ ,  $Q$  и  $M$  раскладываются в ряд по синусам, а сдвигающее усилие  $S$  — в ряд по косинусам. Рассмотрим вначале внешнюю антисимметричную нагрузку интенсивностью  $l \sin \alpha x$ , где  $\alpha = \pi/l$ . В этом случае усилие  $Q$ , например, равно  $Q_0 \sin \alpha x$ , где  $Q_0$  — неизвестный параметр (в дальнейшем индекс "0" опущен).

Вдоль линии контакта представляются четыре уравнения совместности деформаций горизонтальной плиты и

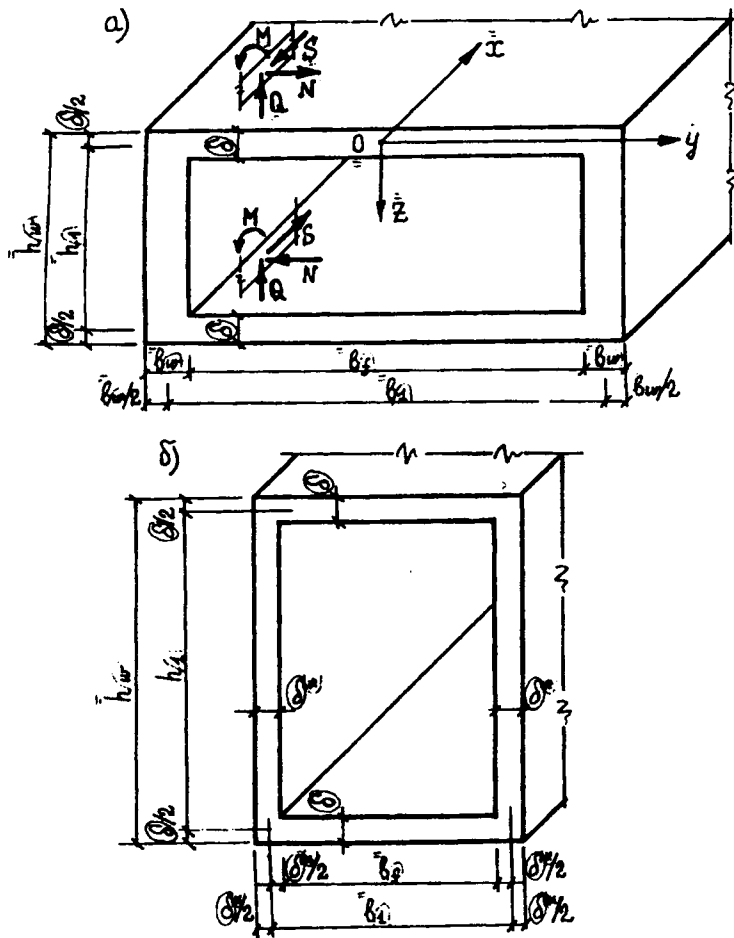


Рис. 1. Коробчатые уконструкции с вертикальными элементами типа балки (а) и типа пластинки (б)

вертикального элемента для продольных деформаций (1), кривизны в горизонтальной (2) и вертикальной (3) плоскостях и углов поворота в плоскости поперечного сечения (4).

В итоге получается следующая система уравнений:

$$R_1 S - R_2 N + Q = 1/2; \quad (1)$$

$$S - R_3 N + R_4 R_5 Q = 0; \quad (2)$$

$$R_6 S + (1 + B/2) Q = 1/2; \quad (3)$$

$$N/Q = -R_7 + AR_8, \quad (4)$$

где  $A = M/Q$ .

Для случая конструкции с вертикальным элементом типа балки остальные параметры  $R_1 - R_8, B$  равны:

$R_1 = \alpha^2 \Pi_1 I_b / 2e \delta + R_6$ ;  
 $R_6 = \alpha e$ ;  $e = (h_w - \delta) / 2$ ;  
 $I_b = b_w h_w^3 / 12$  — момент инерции балки в вертикальной плоскости;  
 $R_2 = \alpha^2 \Pi_2 I_b / 2e \delta$ ;  
 $R_3 = \Pi_4 / \Pi_3 + 2e^2 \delta / (\alpha \Pi_3 (G/E) I_{wt})$ ;  
 $G$  и  $E$  — модули сдвига и упругости;  
 $I_{wt}$  — момент

инерции сечения ребра при чистом кручении;  
 $I_{wt} = (h_w b_w^3 / 3) (1 - 0,63 b_w / h_w)$ ;  
 $R_4 = b_w + 2A$ ;  $R_5 = e \delta / (\alpha \Pi_3 (G/E) I_{wt})$ ;  
 $R_7 = (G I_{wt} \Pi_6 / EI - b_w) / 2e$ ;  
 $EI$  — цилиндрическая жесткость плиты;  
 $I = \delta^3 / 12 (1 - \nu^2)$ ,  $\nu$  — коэффициент Пуансона;  
 $R_8 = 2 + G I_{wt} \alpha \Pi_7 / EI$ ;  
 $B = (\alpha I_b / I) (\Pi_5 - \alpha \Pi_6 A)$ ;  
 $\Pi_1 = 2sh^2 \gamma / \Pi_8$ ;  
 $\gamma = \alpha b f / 2$ ;  
 $sh \gamma \approx \gamma + \gamma^3 / 6$ ;  
 $ch \gamma \approx 1 + \gamma^2 / 2$ ;  
 $\Pi_2 = [(1 - \nu) a + (1 + \nu) \gamma] / \Pi_8$ ;  
 $a = sh \gamma ch \gamma$ ;  
 $\Pi_3 = [(3 + \nu) a - (1 + \nu) \gamma] / \Pi_8$ ;  
 $\Pi_4 = 2ch^2 \gamma / \Pi_8$ ;  
 $\Pi_5 = 2sh^2 \gamma / \Pi_9$ ;  
 $\Pi_6 = [(1 + \nu) a + (1 - \nu) \gamma] / \Pi_9$ ;  
 $\Pi_7 = 2ch^2 \gamma / \Pi_9$ ;  
 $\Pi_8 = a - \gamma$ ;  
 $\Pi_8 \approx (2/3) \gamma^3$ ;  
 $\Pi_9 = (3 - 2\nu - \nu^2) a + (1 - \nu^2) \gamma$ .

Для случая конструкции с вертикальным элементом типа пластинки параметры  $R_1 - R_8, B$  равны:

$R_1 = \delta \Pi_1 / \Pi_2^* \delta + \Pi_1^* / \Pi_2^*$ ;  
 $R_2 = -\Pi_2 \delta^* / \Pi_2^* \delta$ ;  
 $R_3 = \Pi_4 / \Pi_3 + \Pi_5 \delta / \alpha^2 I^* \Pi_3$ ;  
 $R_4 = A$ ;  
 $R_5 = \Pi_6 \delta / \alpha I^* \Pi_3$ ;  
 $R_6 = \Pi_3 / \Pi_4$ ;  
 $R_7 =$

$-\Pi_6 I^* / \Pi_4^* I$ ;  
 $R_8 = \alpha (\Pi_7 I^* / \Pi_4^* I + \Pi_7^* / \Pi_4^*)$ ;  
 $B = 2(\delta^* / \alpha^2 I^* \Pi_4^*) (\Pi_5 - \alpha \Pi_6 A)$ ;  
 (6).

Параметры  $\Pi_1^* - \Pi_9^*, I^*$  для вертикальной пластинки вычисляются аналогично параметрам  $\Pi_1 - \Pi_9, I$  для горизонтальной плиты. При этом  $\gamma^* = \alpha h_1 / 2$ .

Решение системы уравнений (1) — (4) проводим методом последовательных приближений, задавая на "входе" в каждую итерацию  $i$  значения  $(N/Q)_{i-1}$  взятые из соотношения  $N$  и  $Q$  для предыдущей итерации. Для первой итерации  $(N/Q)_0$  определится из условия, что  $N$  и  $Q$  в значительной степени являются потоками касательных сил, возникающих при чистом кручении на соответствующих горизонтальных и вертикальных элементах коробчатого сечения [1]. Поэтому  $(N/Q)_0 = b_1 / h_1$  (7).

В каждой итерации, зная  $(N/Q)$ , определяем из (4) соответствующее значение  $A_i = -M_i / Q_i$ .  
 $A_i = [(N/Q)_i + R_7] / R_8$ ;  
 (8).

Из (1) и (3) получаем

$$Q_i = (R_1 / R_6 - 1) / 2 [R_1 (1 + B/2) / R_6 + R_2 (N/Q) - 1]. \quad (9)$$

Из (1) и (2) получаем

$$N_i = [1/2 + Q(R_1 R_4 R_5 - 1)] / (R_1 R_3 - R_2) \quad (10)$$

Из (1) имеем  $S = (1 - 2Q) / 2R_1 + NR_2 / R_1$  (11)

В каждой итерации  $Q_i$  и  $N_i$  по (9) и (10) вычисляем дважды. Вначале, используя значения  $(N/Q)_{i-1}$  и  $A_{i-1}$  по (8), получаем  $Q_i^*$  и  $N_i^*$ . По (9)  $Q_i^*$  определяем с использованием  $B_i^*$  по (5), и (6). Затем определяем  $(N/Q)_i$  и соответствующее ему по (8) значение  $A_i^*$ . Далее получаем  $Q_i$  и  $N_i$  для итерации  $i$ .

Если значения  $(N/Q)_k$  и  $(N/Q)_{k-1}$  оказываются одинаковыми, то расчет заканчивается и по (11) определяется значение  $S_k$ . За окончательные значения принимаются величины  $Q_k, N_k, S_k$  и  $M_k = A_k Q_k$ .

Прогибы и напряжения в коробчатой конструкции после проведения точного расчета (получения усилий  $S, N, Q$  и  $M$ ), могут быть получены на основании балочной аналогии.



Так, результаты позволяют интерпретировать кручение коробчатого элемента с точки зрения определения прогибов и напряжений как поперечный изгиб балок, расположенных по оси вертикальных элементов и обладающих жесткостью  $EI$ . При этом момент инерции при изгибе в вертикальной плоскости  $I^*$  равен:

$$I^* = I_b 0,5 / (1/2 - Q - \alpha \epsilon S) \quad (12)$$

где  $I_b$  для случая вертикального элемента типа пластинки определяется так же, как и для балки.

Тогда для прогибов  $w$  по оси вертикальных элементов имеем

$$w = M_{\phi} / EI^*, \quad (13)$$

где  $M_{\phi}$  — фиктивный балочный момент от антисимметричной нагрузки  $M$  (эпюры изгибающих моментов от поперечной нагрузки, действующей на один из вертикальных элементов).

Напряжения в ребре равны  $\sigma = Mz/I$  (14) (начало координат на уровне горизонтальной оси — середине высоты конструкции). По формуле (14) определяется распределение нормальных напряжений по высоте вертикального элемента. По ширине горизонтальной плиты напряжения распределяются линейно (нулевое значение по оси конструкции).

Балочная аналогия при кручении  $\zeta$  использованием параметра  $I$  позволяет производить вычисления при различных видах поперечной антисимметричной нагрузки. Параметр  $I$  определяется из условия, что прогибы некоторой балки при изгибе равны прогибам при кручении коробчатой конструкции.

С помощью балочной аналогии появляется возможность решать новые задачи, что является ее достоинством. Например, в случае коробчатого сечения с консольными свесами балочный аналог при кручении определяется как сумма величин  $I$  для коробчатой конструкции без свесов и соответствующей величины  $I_{\text{свс}}$  для консольных свесов, определяемой по [9].

Отметим, что в случае конструкции П-образного сечения (открытого профиля) прогибы и напряжения при кручении определяются на основании двухбалочной модели. Конструкция с расчетной точки зрения аппроксимируется двумя расположенными по оси ребер системами балок, каждая из которых

состоит из двух балок, расположенных одна под другой и соединенных в продольном направлении недеформируемых шарнирными стерженьками. Моменты инерции при изгибе в вертикальной плоскости этих балок 1 и 2 ( $I_{10}$  и  $I_{20}$ ), позволяющих моделировать напряженное состояние при кручении, получены в упругой стадии на основании точного расчета методом сил по [3]. Суммарный момент инерции двухбалочной системы равен  $I_0^* = I_{10} + I_{20}$ . В неупругой стадии учет изменения жесткостей проводится по [12]. Балки 1 и 2 соответствуют подсистемам 1 и 2 для Г-образных половинок П-образного сечения в двухкомпонентной модели [13]. В подсистеме 1 контур не деформируется и вследствие продольных нормальных напряжений обеспечивается работа конструкции в продольном направлении. В подсистеме 2 возникает изгиб горизонтальной плиты в поперечном направлении.

Между двумя балками 1 и 2 нагрузка распределяется пропорционально изгибным жесткостям, т.е. на балку 1, жесткость которой  $EI_{10}$  является балочным аналогом секториальной жесткости  $EI\omega_0$  [при этом  $I\omega_0 \approx b_1 b_2 / 10 / 2$  (15)], приходится доля нагрузки, распределенной вдоль оси ребер, равная  $1 / (1 + I_{20} / I_{10})$  (16).

Для расчета на кручение коробчатой балки весьма полезным оказывается совместное использование метода аналогии между расчетами на кручение тонкостенных стержней замкнутого и открытого недеформируемого профилей, а также способа расчета на кручение конструкции П-образного сечения на основе двухбалочной модели.

Рассмотрим две конструкции: одну замкнутого коробчатого профиля (ККП) с параметрами  $I\omega$  и  $I_t$ , где  $I\omega$  — секториальный момент инерции,  $I_t$  — момент инерции при чистом кручении, а другую незамкнутого открытого профиля П-образного сечения (КОП) (без нижней плиты) с параметрами  $I\omega_0$  и  $I_{t_0}$ . Из аналогии методов расчета этих двух конструкций следует, что при

$$I_t / I_{t_0} = I\omega / I\omega_0 = \beta \quad (17)$$

прогибы ребер  $w$  в ККП будут

в  $\beta$  раз меньше, чем в КОП ( $w_0$ ), т.е.  $w = w_0 / \beta$  (18)

Условие (17), как правило, не может выполняться, так как если  $I_t \gg I_{t_0}$ , то  $I\omega \ll I\omega_0$  (секториальная жесткость замкнутых сечений весьма невелика). Тем не менее, рассматривая ККП с параметрами  $I\omega$  и  $I_t$  и КОП с  $\beta I\omega_0$  и  $\beta I_{t_0}$ , можно отметить, что для таких конструкций прогиб, вычисленный на основе известного дифференциального уравнения для угла закручивания тонкостенных стержней [1], отличается менее чем на 7%.

Таким образом, наиболее существенное условие подобия при вычислении прогибов в ККП и КОП заключается в удовлетворении подобия по отношению моментов инерции при чистом кручении.

Попытаемся использовать это обстоятельство. Получим  $I$  для балки коробчатого сечения из условия равенства прогибов, полученных при одинаковых условиях, но с применением разных моделей. Один прогиб  $w_1$  соответствует прогибу при кручении коробчатой балки под действием изгибно-крутящего бимоента  $B\omega$ , который составляет такую же долю (16) от бимоента  $B_0$  в предположении пренебрежимо малой жесткости при чистом кручении, как и в подобном стержне П-образного сечения. Это подобие определяется тем, что, как показал анализ на основе [3] при одинаковом крутящем воздействии, сумма вертикальных перерезывающих сил, передающихся от двух плит коробчатого сечения на соответствующее ребро, практически равна перерезывающей силе, передающейся на ребро от одной плиты в соответствующей конструкции П-образного профиля (без нижней плиты). При этом изгибно-крутящий бимомент  $B\omega = B_0 / (1 + I_{20} / I_{10})$  одинаков в коробчатой и в соответствующей П-образной балках. Поэтому  $w_1 = M_{\phi} / EI (1 + I_{20} / I_{10})$ . (19).

Полный прогиб  $w$  равен прогибу  $w_1$  тогда, когда в ККП весьма мала жесткость при чистом кручении. Известно [14], что в этом случае дифференциальное уравнение для углов закручивания имеет вид  $E(\beta I\omega_0) \theta^{IV} = m$  (20), где  $m$  — интенсивность крутящего момента. Отсюда полный прогиб

$w^*$ , полученный на основе (20), равен  $w = M_{\phi} / E(\beta I_{10})$  (21).

Из условия  $w = w$  получаем для  $I$  в предположении, что распределение нормальных напряжений по сечению коробчатой и соответствующей ей П-образной конструкции одинаковы  $I = \beta I_{10} / (1 + I_{20} / I_{10})$ , где  $\beta = I_t / I_{t0}$ ,  $I_t = 4b_1^2 h_1^2 / s$ ,  $s = \Delta s / t$  (суммирование по длине контура  $s$  с учетом толщины стенок  $t$ ).

$I^*$  по (24) (погрешность обычно не превышает 12%).

В (23) параметры  $I_{20}$  и  $I_{10}$  определяются по [11]. При этом момент инерции при изгибе в вертикальной плоскости  $I_{10}$  определяется для ребра с примыкающей односторонней полкой шириной  $b_f / 6$ . При наличии малых вут они включаются в состав ребра, в расчет включаются также 1/6 часть ширины плиты между краями

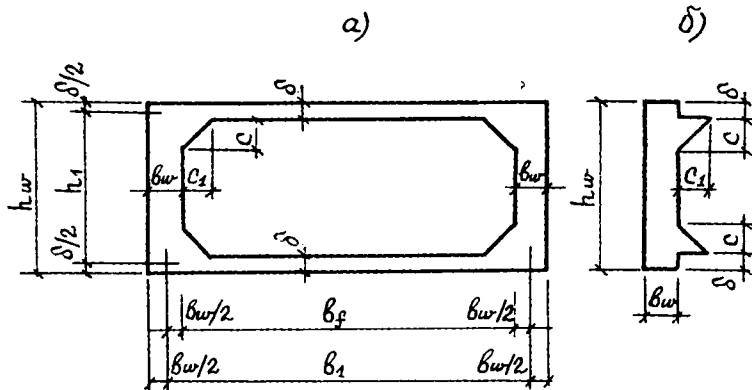


Рис. 2. Коробчатая конструкция для примера 1

а — поперечное сечение; б — сечение, для которого определяется величина  $I_b$

Однако в П-образном сечении нулевая точка по напряжениям в ребре отстоит от средней линии горизонтальной плиты на величину  $z = e / (1 + b_f \delta / 6b_w h_w)$ , а не на величину  $e$ , как в сечении коробчатой балки. Учитывая, что секториальный момент инерции  $I_{\omega_0}$  равен [1]

$$I_{\omega_0} = 1/6 (h_w - \delta/2 - 3\alpha_z) b_1 (h_w - \delta/2)^2 b_w + \alpha_z I_y, \quad (23)$$

окончательно для параметра  $I^*$  получаем

$$I^* = \beta \gamma \omega I_{10} / (1 + I_{20} / I_{10}) \quad (24)$$

В (24)  $\gamma \omega$  — отношение секториальных моментов инерции  $I_{\omega_0}$ , определенных по (23) к  $I_{\omega_0}$ , определенных по (2), где  $\alpha_z$  — расстояние от средней линии горизонтальной плиты до нулевой точки по напряжениям в ребре,  $I_y$  — момент инерции при изгибе в горизонтальной плоскости относительно вертикальной оси симметрии П-образной конструкции. Коэффициент  $\gamma \omega$  может принимать значения как большие, так и меньшие 1, что обеспечивает достаточную точность приближенной методике определения

вута и примыкающая часть плиты, равная по ширине размеру вута по горизонтали. Для предварительного анализа допустимо вычислять  $I_{20}$  на основании балочной аналогии для конструкции П-образного профиля  $I_{20} = 2s G I_{t0} t^2 / (E b_1^3)$ , (25) где  $s = 5/48$  ( $I_{20}$  получен из выравнивания прогибов при кручении при действии равномерно распределенной антисимметричной нагрузки). При этом параметр  $I_{20}$  не зависит от вида нагрузки (инвариантен к виду нагрузки), а коэффициент  $s$  связан только со способом получения величины  $I_{20}$ .

Отметим, что метод аналогии предполагает самостоятельное существование коробчатой конструкции и соответствующей ей конструкции П-образного профиля. Это возможно только в случае вертикальных элементов типа балки (относительно тонкие вертикальные элементы типа пластинки могут потерять устойчивость).

Учет нелинейной работы железобетона при вычислении параметра  $I$  можно проводить по [5], учитывая рекомендации [12], [3].

Приведем два примера расчета в соответствии с предлагаемой методикой.

Пример 1. Геометрические размеры коробчатой плиты перекрытия без промежуточных ребер (рис. 2) таковы, см:  $h_1 = 50$ ,  $b_1 = 100$ ,  $b_w = 6$ ,  $\delta = 3$ ,  $l = 1200$ . В местах примыканий ребер к плитам имеются вуты размерами  $c = c_1 = 6$  см. Нагрузка единичная антисимметричная вдоль оси ребер (постоянной интенсивности).

Вертикальный элемент коробчатого сечения по своим размерам близок к балке. Ширину горизонтальной плиты  $b_f$  между внутренними боковыми гранями ребер принимаем равной  $b_f = b_1 - b_w$ ;  $b_f = 94$  см. Момент инерции ребра в вертикальной плоскости  $I_b$  определяем для сечения, показанного на рис. 2.  $I_b = 0,91 \cdot 10^6$  см<sup>4</sup>. Момент инерции ребра при чистом кручении  $I_{wt} = 3,54 \cdot 10^3$  см<sup>4</sup>.  $I = 2,302$  см<sup>3</sup>;  $E/G = 2,3$  (коэффициент Пуассона  $\nu = 0,15$ ).  $\alpha = 2,62 \cdot 10^{-3}$ ;  $e = 25$  см. Определяем параметры  $\Pi_1 - \Pi_9$ .  $\Pi_1 = 24,50$ ;  $\Pi_2 = 199,05$ ;  $\Pi_3 = 201,27$ ;  $\Pi_4 = 1636,10$ ;  $\Pi_5 = 0,07214$ ;  $\Pi_6 = 0,5870$ ;  $\Pi_7 = 4,818$ ;  $\Pi_8 = 0,001241$ ;  $\Pi_9 = 0,4212$ . Вычисляем параметры  $R_1 - R_8$ .  $R_1 = 0,1675$ ;  $R_2 = 0,8289$ ;  $R_3 = 12,742$ ;  $R_4 = 6 + 2A$ ;  $R_5 = 0,09226$ ;  $R_6 = 0,0655$ ;  $R_7 = 7,742$ ;  $R_8 = 0,2091$ . Параметр  $B$  равен  $B = 103,57$  ( $0,07214 - 1,5379 \cdot 10^{-3} A$ ).

Параметры  $A$ ,  $Q$  и  $N$  по (8), (9) и (10) равны:  $A = [(N/Q) + 7,742] / 0,2091$ ;

$$Q = 1,5572 / 2 [2,5572 (1 + B/2) + 0,8289 (N/Q) - 1];$$

$$N = \{1/2 + Q [0,01545 (6 + 2A) - 1]\} / 1,3054.$$

Для первой итерации вначале принимаем  $(N/Q)_0$  по (7)  $(N/Q)_0 = 100/50 = 2$ . По (8)  $A_0 = 46,59$ . По (5)  $B_0 = 0,0507$ . По (9)  $Q_1 = 0,2374$ . По (10)  $N_1 = 0,4798$ . Определяем отношение  $(N/Q)_1 = 2,021$ . Затем вычисляем  $A_1 = 46,69$ ;  $B_1 = 0,03474$ ;  $Q_1 = 0,2376$ ;  $N_1 = 0,4805$ .  $(N/Q)_1 = 2,022$ .

Для второй итерации  $A_2 = 46,70$ ;  $Q_2 = 0,2377$ ;  $N_2 = 0,4806$ .  $(N/Q)_2 = 2,022$ . Поскольку значения  $(N/Q)_1$  и  $(N/Q)_2$  равны, окончательные значения усилий  $Q$ ,  $N$ ,  $M$  равны  $Q = 0,2377$ ;  $N = 0,4806$ ;  $M = A Q = 11,10$ ; по (11)  $S = 3,944$ .

Вычислим момент инерции

$I^*$  для коробчатой балки по (12).  $I^* = 114,67 \cdot 10^5 \text{ см}^4$ . От единичной антисимметричной равномерно распределенной нагрузки вдоль оси ребер прогиб в середине пролета определяем по (13)  $M_{\text{пр}}^* = 5l^4/384 = 2,70 \cdot 10^{10}$  (кгс·см)  $w = 2354,6/E$ . В [7] для данного примера с использованием вариационного метода В.З. Власова получено значение  $w = 2906/E$ . Величина прогиба, полученного точным способом, отличается от результата, полученного на основе теории [1], на 19,0%.

Получим величину  $I^*$  по (24) на основе метода аналогии. Параметры  $I_{10}, I_{20}$  для соответствующей конструкции П-образного сечения получим по [11].  $I_{10} = 1,108 \cdot 10^5 \text{ см}^4$ ;  $I_{20} = 1,014 \cdot 10^5 \text{ см}^4$ ;  $I_{20}$  по (25) равно  $1,032 \cdot 10^5 \text{ см}^4$  (погрешность 1,8%).  $I_t = 12,00 \cdot 10^3 \text{ см}^4$ .  $I_{t0} = 2I_{wt} + bf \delta^3 (1 - 0,63\delta / bf) / 3$ ;  $I_{t0} = 7,91 \cdot 10^3 \text{ см}^4$ .  $\beta = I_t / I_{t0} = 151,71$ .

Параметр  $\gamma_{\omega}$  с учетом (23) равен 1,0293.  $I^*$ , по (24), равно:

$$I^* = 151,71 \cdot 1,0293 \cdot 1,108 \cdot 10^5 / [1 + (1,014 \cdot 10^5) / (1,108 \cdot 10^5)] = 90,34 \cdot 10^5.$$

При этом прогиб  $w$  равен  $2988,7/E$  (разница с точным значением составляет 26,9%, а со значением, приведенным в [7] — 2,8%).

**Пример 2.** Геометрические размеры коробчатой балки таковы (в см):  $h_1 = 120$ ,  $b_1 = 70$ ;  $\delta^* = 1$ ,  $\delta = 1,6$ ,  $l = 1000$ . Нагрузка антисимметричная постоянной интенсивности  $0,5 \text{ кгс/п·см}$  вдоль оси вертикальных элементов.

Вертикальный элемент коробчатого сечения по своим размерам является пластинкой.  $bf = b_1 - b_w = 69 \text{ см}$ ,  $e = h_1/2 = 60$ . Параметр  $I = \delta^3 / (1 - \nu^2)$  для горизонтальной плиты равен  $I = 0,3830 \text{ см}^3$ , для вертикальной пластинки  $I^* = 0,0935 \text{ см}^3$ ,  $\alpha = \pi/l = 3,1416 \cdot 10^{-3}$ . Коэффициент Пуассона  $\nu = 0,33$ . Приведем результаты вычисления параметров  $R_1 - R_8$ .  $R_1 = 0,39244$ ;  $R_2 = 1,8835$ ;  $R_3 = 937,11$ ;  $R_5 = 15,548$ ;  $R_6 = 0,1886$ ;  $R_7 = 0,24475$ ;  $R_8 = 0,02421$ . Параметр  $B$  равен  $B = 1131,54(0,08034 - 2,341 \cdot 10^{-3}A)$ .

Приведем результаты вычисления  $Q_i$  и  $N_i$  для итераций. Начальное значение  $(N/Q)_0 = b_1/h_1 = 70/120 = 0,5833$ . Для первой итерации  $Q_1 = 0,1517$ ;  $N_1 = 0,08649$ . Для второй итерации  $Q_2 = 0,1308$ ;  $N_2 = 0,07430$ . Для третьей итерации  $Q_3 = 0,1274$ ;  $N_3 = 0,07232$ ;  $(N/Q)_3 = 0,5677$ . Для четвертой итерации  $A_4 = 33,56$ ;  $Q_4 = 0,1274$ ;  $N_4 = 0,07232$ ;  $(N/Q)_4 = 0,5677$ . Поскольку значения  $(N/Q)_3$  и  $(N/Q)_4$  равны, окончательные значения усилий  $Q, N, M$  равны  $Q = 0,1274$ ;  $N = 0,07232$ ;  $M = AQ = 4,276$ . По (11)  $S = 1,2965$ .

По (12) определяем балочный параметр  $I^*$ .  $I_b = bw^3/12 = 1,498 \cdot 10^5 \text{ см}^4$

$$I^* = 1,498 \cdot 10^5 [0,5 / (0,5 - 0,1274 - 3,1416 \cdot 10^{-3} \cdot 60 \cdot 1,2965)] = 5,842 \cdot 10^5$$

Напряжения  $\sigma_1$  в месте контакта горизонтальной плиты и вертикальной пластинки определяем по (14).  $M_6 = ql^2/8 = 0,5 \cdot 10^9/8 = 6,25 \cdot 10^4 \text{ кгс·см}^2$ .  $\sigma_1 = M_6/z/I = 6,25 \cdot 10^4 \cdot 60 / 5,842 \cdot 10^5 = 6,42 \text{ кгс/см}^2$ .

В источнике [1] для коробчатой металлической балки в предположении, что деформации сдвига не учитываются, получено значение  $\sigma_1 = 6,58 \text{ кгс/см}^2$ . Таким образом, результаты, полученные для данного примера на основе точной методики [3] и теории [1], практически совпадают.

## ВЫВОДЫ

1. Предложен алгоритм расчета железобетонных коробчатых балок в упругой стадии, который основан на точной методике [3] и который позволяет выполнять расчеты вручную.

2. В предложенной методике усилия вычисляются методом последовательных приближений, что дает возможность последовательно уточнять жесткости железобетонных элементов в соответствии с рекомендациями [5], [3], [12].

3. Предложенная методика позволяет выполнять расчеты на кручение коробчатых балок при произвольной нагрузке на основе балочной аналогии, рассматривая систему из двух балок

с моментом инерции  $I^*$  каждая. Эти балки располагаются по оси вертикальных элементов коробчатого сечения.

## Библиографический список

1. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. — М., Физматгиз, 1959. — 568 с.
2. Уманский А.А. Кручение и изгиб тонкостенных авиаконструкций. — М.: Оборонгиз, 1939. — 315 с.
3. Улицкий Б.Е., Потапкин А.А., Руденко В.И. и др. Пространственные расчеты мостов (с использованием ЭВМ). — М., Транспорт, 1967. — 404 с.
4. Kristek V. Co-operation of prestressed concrete box girders with deformable cross-section. — Stavebnicky casopis, 1970, N3, s. 238—272.
5. Бедов А.И., Трифонов И.А., Складнев Н.Н. Практический способ расчета тонкостенных железобетонных коробчатых конструкций с замкнутым контуром. — Известия ВУЗов. — Строительство и архитектура, 1974, N7. — С. 3—10.
6. Трифонов И.А. Расчет двухкоробчатого настила на действие крутящего момента. — В кн.: Пространственная работа железобетонных конструкций. Сб. трудов МИСИ им. Куйбышева, Вып. I. — М., 1969. — С. 57—64.
7. Семченков А.С. Исследование влияния втулов на деформации тонкостенных коробчатых настилов, антисимметрично загруженных по ребрам. — Строительная механика и расчет сооружений, 1976, N3. — С. 49—51.
8. Семченков А.С. Влияние продольных трещин в тонкостенных железобетонных коробчатых настилах на напряженно-деформированное состояние сборных перекрытий. — В кн.: Вопросы атомной науки и техники. — Сер.: Строительство. Вып. I. — М., 1976. — С. 60—64.
9. Карабанов Б.В. Практический способ расчета плитно-ребристых конструкций на кручение. — Строительная механика и расчет сооружений, 1979, N1. — С. 45—50.
10. Рекомендации по проектированию и применению железобетонных коробчатых настилов для перекрытий и покрытий. — М.: ЦНИИпромзданий, 1977.
11. Карабанов Б.В. Пространственный расчет монолитных ребристых перекрытий. — Бетон и железобетон, 1992, N3. — С. 25—27.
12. Карабанов Б.В. Нелинейный расчет монолитных железобетонных ребристых перекрытий на локальные нагрузки. — Бетон и железобетон, 1992, N7. — С. 17—18.
13. Andra W. Beitrag zur Berechnung Zwistegiger Plattenbalken mit veranderlichem Querschnitt bei Torsionsbelastung. Diss., Doct. — Ingns, Stuttgart, 1963.
14. Бычков Д.В. Строительная механика стержневых тонкостенных конструкций. — М.: Госстройиздат, 1962. — 475 с.

УДК 691.327:539.376

Е.Н. ЩЕРБАКОВ, д-р техн.наук, проф. С.С. АЖИДИНОВ, инж. (АО ЦНИИС)

### Экспериментальное обоснование зависимости ползучести цементных бетонов от уровня сжимающих напряжений

В работе [1] представлены теоретические предпосылки и некоторые статистические оценки, обосновывающие общий подход к определению (прогнозированию) длительных деформаций ползучести бетонов с учетом уровня приложенных напряжений. Ниже приводятся результаты экспериментальных исследований, выполненных в АО ЦНИИС для проверки основных положений работы [1].

В опытах осуществлено 13 реализаций, каждая из которых включала испытания двух образцов под длительной постоянной нагрузкой сжатия и ненагруженных образцов-близнецов для измерения температурно-усадочных деформаций.

Образцы-призмы размером 100x100x400 мм из бетона класса В40 по прочности на сжатие в возрасте 28 сут загружали длительной нагрузкой в достаточно зрелом возрасте (130—150 сут). Одновременно аналогичные образцы испытывали кратковременной нагрузкой для определения призмной прочности  $R_{pr}$  в возрасте нагружения. Относительный уровень длительно приложенных напряжений  $\eta = \sigma / R_{pr}$  в рассматриваемой выборке варьировался в максимально возможном диапазоне (от 0,3 до 0,96). Детали методики испытаний (состав и другие характеристики бетона, приборное обеспечение) приведены в работе [2]. В общей сложности испытано около 40 образцов-призм.

Измерения деформаций ползучести осуществляли начиная с 1 мин после приложения нагрузки заданного уровня, в течение 90—360 сут (в разных реализациях). Снятие отсчетов по приборам производили по схеме, предусмотренной Изменением N1 к ГОСТ 24544-81 [3], т.е. в момен-

ты времени, возрастающие в геометрической прогрессии (до 1 сут — в минутах, затем в сутках), а по прошествии 32 сут — с учетом фактического темпа нарастания деформаций во времени. Однородность измерений деформаций в каждой паре нагруженных образцов-близнецов была вполне удовлетворительной и в большинстве реализаций характеризовалась отклонением от средних значений менее 5% (лишь в одной из серий — 10%).

Обработку результатов измерений проводили по специальному алгоритму [4] и программе, адаптированной для персональных компьютеров серии IBM. В основу алгоритма положена функция времени с тремя числовыми параметрами, обобщенная в работе [1] в виде

$$Y = Y_m [X^n / (a^n + X^n)], \quad (1)$$

где  $Y$  — текущие значения удельных деформаций ползучести;  $X$  — время наблюдения;  $Y_m$ ,  $n$  и  $a^n$  — числовые параметры.

Особенности функции (1) достаточно подробно проанализированы в работе [1] и потому здесь не рассматриваются.

Напомним только, что при знаке "+" функция (1) позволяет аппроксимировать развитие во времени затухающей ползучести под напряжениями умеренных уровней (зона I), а при знаке "—" — деформации незатухающей ползучести под напряжениями высоких уровней, приводящих по истечении некоторого времени к исчерпанию несущей способности бетона (зона II). Граница между этими зонами служит оценкой

Таблица 1

$\eta = \sigma / R_{pr}$	0,3	0,5	0,75	0,83	0,85	0,865	0,88	0,90	0,96
$X_0$ , сут	1,75	1,5	0,29	0,21	0,18	0,18	0,09	0,003	0,003

Таблица 2

$\eta = \sigma / R_{pr}$	0,3	0,5	0,75	[0,83]	[0,85]	0,865	0,88	[0,90]	[0,96]
$Y_m \cdot 10^6$ , МПа <sup>-1</sup>	30,0	33,4	95,9	168	82,6	47,0	37,3	18,5	4,6
$n$	0,60	0,54	0,37	0,28	0,24	0,20	0,19	0,15	0,08
$a^n$	7,13	6,91	6,04	8,84	4,83	3,06	2,64	1,34	0,94
SOT, %	0,98	0,63	0,70	0,99	0,26	0,93	0,05	0,92	0,70
$r \cdot 10^3$	998	998	992	997	998	998	998	990	999
Полная длительность измерений, сут									
	90	90	360	[133]	[27]	90	90	[0,37]	[0,04]

Примечания: 1. Квадратными скобками обозначены уровни напряжений, приведшие к разрушению образцов при выдержке нагрузки, а также соответствующее время до разрушения. 2. На образцах, не разрушившихся до настоящего времени, измерения деформаций продолжаются.

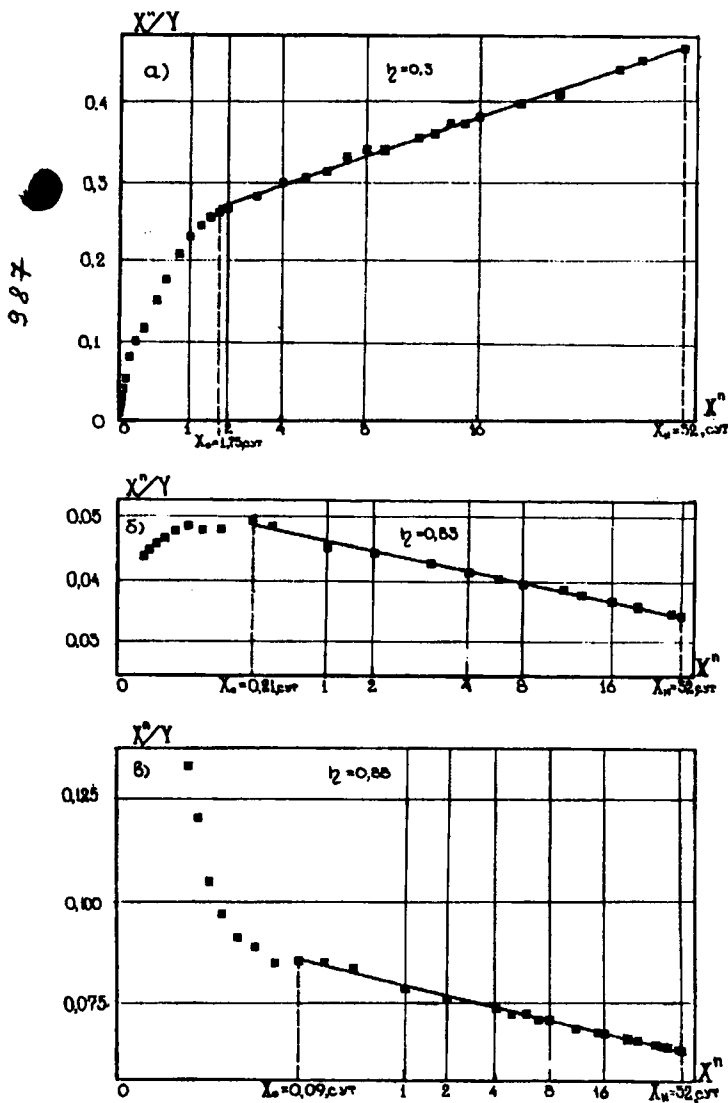


Рис. 1. Результаты компьютерной обработки измерений ползучести в отдельных опытных реализациях ( $\eta = 0,3$ ;  $\eta = 0,83$ ;  $\eta = 0,88$ )

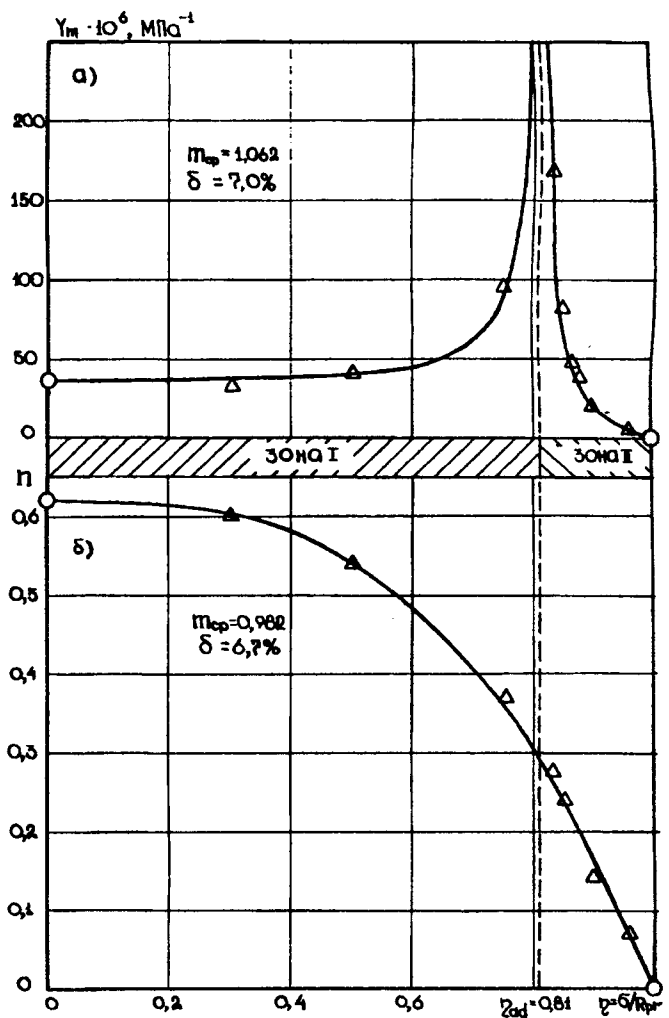


Рис. 2. Аппроксимация изменения параметров  $Y_m$  и  $n$  функции (1) в зависимости от уровня приложенных напряжений

абсолютного предела длительной прочности  $R_{ad}$  или  $\eta_{ad} = R_{ad}/R_{pr}$ .

Очевидно, что закономерности ползучести в обеих зонах деформирования принципиально различны между собой. Возможность аппроксимировать все семейство кривых ползучести (при разных  $\eta$ ) функцией времени одного математического класса и с применением одного и того же расчетного алгоритма является весьма ценной в научном и практическом отношении. Экспериментальная проверка такой возможности и явилась одной из главных целей исследования.

В соответствии с алгоритмом, изложенным в [4], вычислительная процедура компьютерной обработки результатов измерений сводилась к преобразованиям, линеаризующим

базовую функцию (1) в координатах  $(X^n/Y) - (X^n)$ , и последующему оцениванию числовых значений трех ее параметров ( $Y_m$ ,  $n$  и  $a^n$ ) по специальной методике статистической обработки.

Согласно [1], высокая точность аппроксимации достигается при этом независимо от протяженности временного ряда наблюдений (вплоть до нескольких десятков лет). Исключение составляет только сравнительно короткий начальный участок временного ряда, где обнаруживаются систематические отклонения результатов измерений от регрессионной прямой, на что впервые обращено внимание в работе [5]. Указанная аномалия объяснена в [5] особенностями развития во времени быстронатекающей и последующей дол-

говременной ползучести и обусловлена, возможно, различиями в физической природе этих компонентов деформаций. При умеренных уровнях напряжений протяженность начального участка оценивается величиной порядка  $X_0 = 1-2$  сут. Других оценок значений  $X_0$ , особенно при напряжениях разных уровней, до настоящего времени сделано не было.

Учитывая это, а также специфику решаемой задачи, для обработки результатов измерений был применен дополнительный программный блок, позволяющий в автоматическом режиме минимизировать с наперед заданной погрешностью статистический критерий SOT(%) [4] и определить на этой основе протяженность аномального начального участка  $X_0$  в каждой опыт-

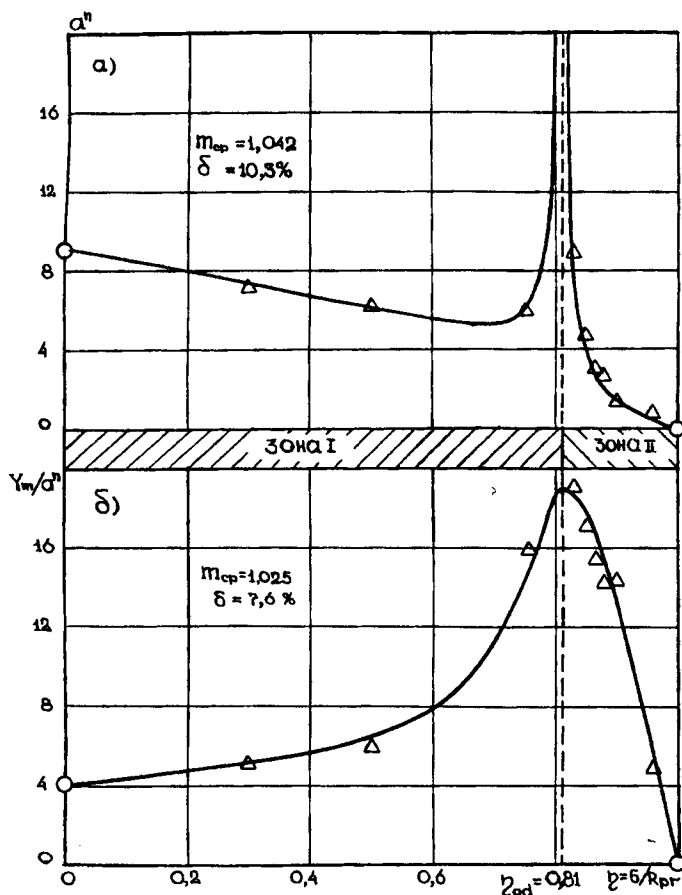


Рис. 3. Аппроксимация изменения параметров  $a^n$  и  $Y_m/a^n$  функции (1) в зависимости от уровня приложенных напряжений

ной реализации.

Многочисленная проверка указанного минимизирующего критерия показала его высокую надежность при обработке разнообразных опытных данных.

Полученные таким путем оценки  $X_0$  по всем 9 реализациям представлены в табл. 1 и отвечают погрешности, не превышающей 1%.

Как следует из табл. 1, протяженность аномального начального участка кривых ползучести  $X_0$  отнюдь не является постоянной величиной. Она существенным образом зависит от уровня напряжений и стремительно уменьшается по мере возрастания последнего во всем рассматриваемом диапазоне изменения  $\eta = \sigma / R_{pr}$ . Полученный результат является новым и весьма важен для прогнозирования длительных деформаций на основе функции (1), в том числе в области высоких уровней напряжений, превышающих предел длительной прочности  $\eta_{ad}$ . При умеренных уровнях  $\eta = 0,3-0,5$  оценка  $X_0$  из табл. 1 хорошо согласуется

по порядку цифр с приведенной выше.

В табл. 2 представлены сводные данные о результатах обработки измерений для всех опытных реализаций. В соответствии с ускоренной методикой ГОСТ 24544-81 [3] в обработку включалась только часть временного ряда измерений, не выходящих за пределы 32 сут. Исключение составили те реализации ( $\eta = 0,85$ ,  $\eta = 0,9$  и  $\eta = 0,96$ ), в которых указанное ограничение определялось фактическим временем разрушения образцов (меньшим 32 сут).левой границей аппроксимируемого участка регрессионных прямых служили значения  $X_0$  из табл. 1.

В табл. 2 три первые колонки относятся к I зоне, остальные — ко II зоне длительного деформирования.

При рассмотрении данных табл. 2 обращают на себя внимание высокие значения коэффициентов корреляции  $r$  для всех без исключения регрессионных прямых (независимо от зоны деформирования и уровня приложенных напря-

жений). Это служит подтверждением универсального характера функции (1), эффективной для аппроксимации кривых ползучести бетона в широком диапазоне уровней приложенных напряжений. Видно также, что погрешность аппроксимации ни для одной из опытных реализаций не превышает заданного уровня 1% и остается достаточно стабильной по величине.

На рис. 1 представлены в качестве примера графические бланки компьютерной обработки для некоторых характерных опытных реализаций. Вертикальные прямые на каждом графике ограничивают участок временного ряда измерений, исключенный, согласно данным табл. 1, при оценке числовых параметров функции (1).

Из графиков на рис. 1 видно, что в полном соответствии с базовой функцией времени (1) аппроксимирующие прямые регрессии в зоне I ( $\eta = 0,3$ ) имеют положительный угол наклона, а в зоне II ( $\eta = 0,83$  и  $0,88$ ) — отрицательный. Таким образом, принадлежность каждой опытной реализации к той или иной зоне деформирования автоматически фиксируется при обработке.

Неожиданный результат, вытекающий из рассмотрения графиков на рис. 1, заключается в том, что увеличение не только сокращает протяженность начального (аномального) участка  $X_0$  (см. табл. 1), но и принципиально меняет характер отклонений опытных точек от регрессионной прямой на данном участке. Это отчетливо видно из сравнения графиков на рис. 1, а и 1, в. График на рис. 1, б занимает промежуточное положение. Трансформация характера отклонений по мере роста уровня напряжений  $\eta$  носит более или менее плавный характер, что полностью подтверждается рассмотрением результатов обработки по всем остальным опытным реализациям.

Обнаруженная особенность не находит пока физического объяснения, однако корректность и объективность сделанного вывода не может вызвать сомнений. Отметим также, что эта особенность наиболее отчетливо проявляется только в избранной системе координат  $(X^n/Y) - (X^n)$ , что еще раз

свидетельствует о преимуществах функции (1).

Как следует из табл. 2, зависимости числовых параметров функции (1) от уровня напряжений несут сложный характер. На графиках рис. 2 и 3 оценки параметров из табл. 2 во всей области изменения уровней напряжений аппроксимированы кривыми, отвечающими статистическим оценкам и граничным условиям из работы [1] (показаны светлыми кружками). Соответствующие аналитические выражения функций приняты в виде:

$$Y_m = Y_m^0 \left[ 1 + \frac{\eta^3 (1 + \eta_{ad})}{(\eta_{ad} - \eta)} \right]; \quad (2)$$

$$n = n^0 (1 - \eta^3); \quad (3)$$

$$\frac{Y_m}{a^n} = \left( \frac{Y_m}{a^n} \right)_{\max} \frac{2(1 - \eta_{ad})(1 - \eta)}{(1 - \eta_{ad})^2 + (1 - \eta)^2}$$

$$- K \cdot \frac{(1 - \eta_{ad})(\eta_{ad} - \eta)}{(1 - \eta_{ad})^2 + (\eta_{ad} - \eta)^2}. \quad (4a)$$

где при  $\eta \rightarrow 0$  по статистическим оценкам принято:

$Y_m = 36,8 \cdot 10^{-6}$  МПа<sup>-1</sup>;  $n^0 = 0,62$ ;  $a^n = 9,1$  (параметр  $a$  имеет размерность времени, сут);

$\eta_{ad} = 0,81$  — предварительная оценка относительного предела длительной прочности бетона (показано на графиках пунктирной линией);  $\eta$  — уровень постоянно приложенных напряжений;

$(Y_m/a^n)_{\max} = 19 \cdot 10^{-6}$  МПа<sup>-1</sup>;  
 $K = 14 \cdot 10^{-6}$  МПа<sup>-1</sup>.

Уравнение (4a) используют для аппроксимации кривых ползучести только в зоне I. Для зоны II принимают во втором слагаемом выражения (4, a)  $K = 0$ , а первое слагаемое записывают в виде:

$$\frac{Y_m}{a^n} = \left( \frac{Y_m}{a^n} \right)_{\max} \frac{4(1 - \eta_{ad})^3(1 - \eta)}{3(1 - \eta_{ad})^4 + (1 - \eta)^4}$$

(4, б)

Оценки значений параметра  $a^n$  в функции (1) получают (в зависимости от зоны деформирования) как частное от деления расчетных ординат по выражению (2) и выражениям (4a) или (4, б), соответственно.

Таким образом, выражения (2)—(4) совместно с функцией (1) практически решают задачу прогнозирования всего семейства кривых ползучести (в данном случае для бетона зрелого возраста). Статистические характеристики, приведенные на каждом из графиков рис. 2 и 3 (среднее отношение опытных и расчетных величин  $m_{cp}$  и коэффициент вариации частных отношений тех же величин  $\delta$ ), свидетельствует о вполне удовлетворительной точности аппроксимации всех параметров как в зоне I, так и в зоне II.

Сравнение графиков на рис. 2 и 3 с аналогичными графиками из работы [1] свидетельствует, что они практически полностью идентичны. Четко прослеживается наличие разрывов в зависимостях параметров  $Y_m$  и  $a^n$  при  $\eta = \eta_{ad}$  (рис. 2, a и 3, a) и одновременно непрерывный характер изменения отношения этих параметров  $Y_m/a^n$  с ярко выраженным максимумом при  $\eta = \eta_{ad}$  (рис. 3, б), а также монотонно нелинейный характер изменения параметра  $n$  во всей области изменения  $\eta$  (рис. 2, б). Различия с оценками из работы [1] касаются только отдельных количественных показателей, однако эти различия незначительны по величине и вполне объяснимы.

Можно констатировать, что результаты проведенных экспериментов полностью подтверждают основные теоретические положения, статистические предпосылки и выводы, изложенные в работе [1]. Одновременно

следует считать объективно доказанной эффективность аппроксимации деформаций ползучести с применением базовой функции времени (1) во всем возможном диапазоне уровней приложенных напряжений (вплоть до экстремально высоких). Именно это создает реальную возможность практического применения функции (1) в решении разнообразных инженерных задач, в том числе для определения (прогнозирования) длительной прочности цементных бетонов по опытным данным.

#### Библиографический список

1. Щербakov Е.Н., Ажидинов С.С. Функция времени и напряжений для прогнозирования разрушения бетона под длительной нагрузкой. — Бетон и железобетон, 1993, N12.
2. Щербakov Е.Н., Ажидинов С.С. Некоторые результаты экспериментальных исследований длительной прочности бетона. — Транспортное строительство, 1994, N2.
3. Щербakov Е.Н., Одинцов Е.С., Серых Р.Л., Дубцов О.В. Новый метод определения деформаций ползучести цементных бетонов. — Бюллетень строительной техники, 1985, N8.
4. Щербakov Е.Н., Одинцов Е.С., Симкин Я.В. Обработка результатов измерения деформаций усадки и ползучести бетона с оценкой протяженности аппроксимируемого участка. — Инф. бюлл. ГасФАП ВНИИцентр, 1987, N3.
5. Щербakov Е.Н. Особенности быстронатекающей ползучести бетона и способ прогнозирования этих деформаций. — В сб.: Исследования прочности бетона и железобетонных конструкций для транспортного строительства. — М.: ЦНИИС, 1990.

#### Вниманию организаций и специалистов!

С 10 по 12 октября 1994 г. в Мюнхене, ФРГ, в Техническом университете состоится симпозиум РИЛЕМ "Исключение трещин при прогреве изделий".

Регистрационный взнос за участие — 800 немецких марок.

Секретариат симпозиума:

M. Plannerer, TU Munchen, Baumbachstr. 7, D 81245 Munich, Germany Fax: (89) 8895—347.

Справки в Москве: тел. 170-52-42, Трамбовецкий Владимир Петрович

УДК 699.841

С.Б. СМИРНОВ, д-р техн.наук, проф. (МГСУ)

## Причины разрушения "сейсмостойких" железобетонных зданий и принципы эффективной сейсмозащиты

В работах [1, 2] на основе законов строительной механики было открыто несоответствие между характером сейсмических разрушений зданий и "колебательной" концепцией их появления, а также была предложена ударно-волновая концепция сейсмических разрушений зданий. Здесь будет дано ее полное и всестороннее обоснование и объяснение на базе множества новых фактов.

Любое разрушение, и в том числе сейсмическое, является точным слепком или оттиском вызвавшего его воздействия. По характеру разрушения, в принципе, можно представить вид предшествовавшего ему напряженно-деформированного состояния. Затем на этой основе можно попытаться воссоздать характер разрушающего воздействия и получить его основные параметры. Подобные задачи до сих пор не решались, так как в этом не было необходимости. Но при землетрясениях они становятся актуальными.

Принцип этого воссоздания состоит в следующем. На конкретное разрушающее воздействие железобетонные и каменные строительные конструкции реагируют, адекватно отображая его особым набором различных трещин. Вид этого набора и его свойства определяются следующими легко фиксируемыми факторами: типом макротрещин (их пять), их местоположением и направлением, видом сочетания трещин и, наконец, последовательностью их образования. Анализ всех этих факторов может дать частичные или полные сведения о разрушающем воздействии.

Следует отметить, что, в отличие от других воздействий, где нагрузки заранее известны,

при землетрясениях это воссоздание абсолютно необходимо, так как здесь единственной достоверной, но зато чрезвычайно обильной информацией о характере разрушающего воздействия служат только картины сейсмических разрушений. Следует подчеркнуть, что другой надежной информации нет. Тем не менее до сих пор никто не исследовал эти картины для воспроизведения по ним истинной природы разрушающего сейсмического воздействия.

Вместо этого все внимание было приковано к тем не ясным по своей природе колебаниям, которые возбуждают землетрясения в одномассовых осцилляторах, используемых до сих пор в качестве единственных приборов для отображения и описания сложнейшего и абсолютно неизученного сейсмического воздействия на здания. Причина этого парадокса заключена в изначальном принятии той основополагающей "колебательной" доктрины, которая была раз и навсегда заложена в фундамент всей теории сейсмических прочностных расчетов без какого-либо экспериментального ее обоснования. Согласно этой доктрине, причиной всех сейсмических разрушений зданий являются вынужденные колебания их дисков перекрытий, вызванные колебаниями грунта, которые фиксируют вышеупомянутые "приборы". Т.е. колебания собственных масс в приборах трактуются как отображение подобных им колебаний грунта в установившемся колебательном процессе. Однако возможна и абсолютно иная их интерпретация, которую мы дадим ниже.

Для того, чтобы проверить достоверность данной общепринятой "колебательной" доктрины, мы впервые собрали и

проанализировали всю богатейшую информацию о свойствах и закономерностях сейсмических и других разрушений. В результате ее анализа было сделано очень важное открытие, которое опровергает эту доктрину и состоит в следующем:

во-первых, оказалось, что все сейсмические разрушения гибких железобетонных элементов уникальны тем, что их характер пока не удается воспроизвести искусственно, даже при ускорениях грунта 4000g, созданных в экспериментах;

во-вторых, обнаружено, что разрушения подобного типа не встречаются ни при каких иных воздействиях — ураганах, вибрациях моторов, колебаниях сейсмоплатформ, подземных взрывах и т.д.

Их уникальность состоит в том, что если исходить из "колебательной" природы этих разрушений, то их характер противоречит трем базовым законам строительной механики: их первые трещины появляются не в самых напряженных точках, как должно быть; гибкие элементы (типа колонн) разрушаются без появления излома и изгибных трещин (как им положено) (см.рисунок, а, в). Вместо этого в них появляются чисто сдвиговые трещины (см.рисунок, с, d), что им не свойственно. Это говорит об отсутствии изгиба и о нарушении равновесия. Иначе говоря, если верить "колебательной" доктрине, то получается, что все сейсмические разрушения происходят "не там и не так", как того требуют законы строительной механики. Поскольку речь идет о проблеме сейсмобезопасности и защиты населения в сейсмоактивных зонах, это противоречие нельзя игнорировать, и оно требует немедленного объяснения.



Анализ показывает, что дефект "колебательной" доктрины сейсмических разрушений может заключаться только в неверной информации о сейсмических движениях грунта.

Очевидно, что уникальные сейсмические чисто сдвиговые разрушения (см. рисунок, *c, d*) могут быть порождены лишь столь же уникальными воздействиями, где возникают огромные скорости нагружения, т.е. гигантские ускорения грунта.

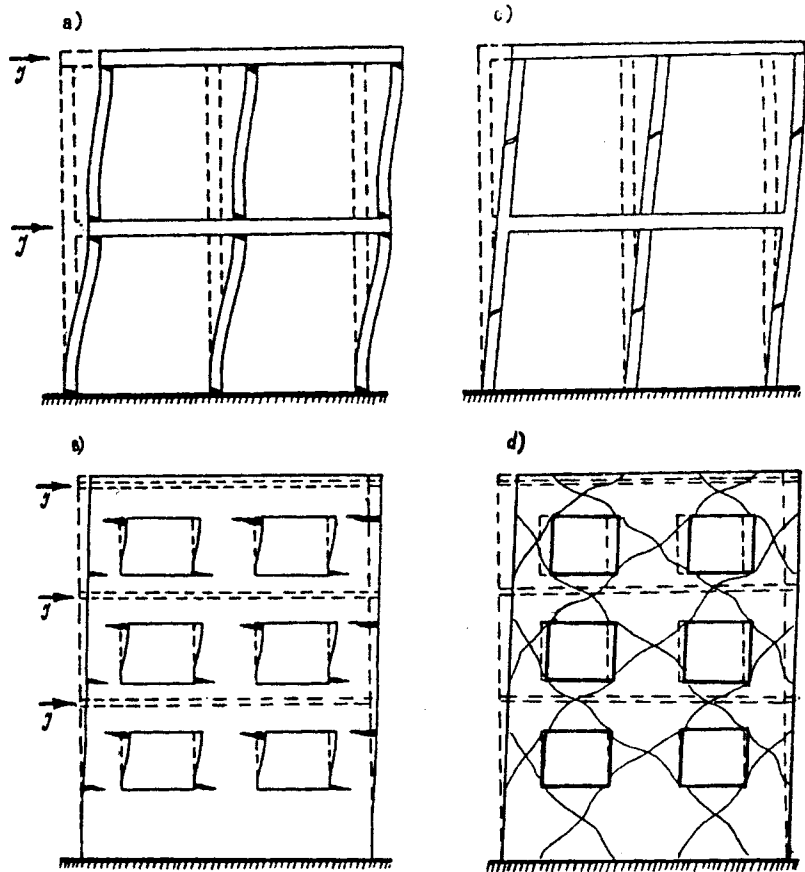
Нам пока неизвестна величина ускорения, которое создает эти уникальные разрушения. Но мы уже установили экспериментально, что даже при ускорениях грунта, равных  $4000g$ , разрушения гибких элементов по-прежнему имеют обычную, изгибающую форму.

Отсюда следует, что те колебания грунта с малыми ускорениями (до  $0,5g$ ), которые фиксируют приборы при землетрясениях, если и являются реальностью, то в принципе не могут вызвать сопровождавшие их сдвиговые разрушения и не имеют к ним никакого отношения, а истинная причина разрушений совсем иная.

Этот вывод подтверждают все эксперименты по испытанию моделей зданий на сеймоплатформах, где были в точности воспроизведены записанные ранее сейсмические колебания, которые якобы вызвали разрушения. Однако при этом ни разу не удалось воспроизвести случившиеся при них сдвиговые разрушения — все они оказались изгибаемыми (см. рисунок, *a, в*).

Эти и многие иные факты, приведенные ниже, полностью противоречат нынешней "колебательной" доктрине и опровергают ее. Кроме того, они не несут в себе грозную информацию о том, что нынешние антирезонансные сейсмозащитные конструкции абсолютно бессильны против неизвестного, срезающего опоры, воздействия, и что все современные сейсмические расчеты и национальные нормы попросту не отражают реальности, так как они учитывают только абстрактные колебания зданий и не учитывают это загадочное, но реальное воздействие.

Какова же истинная причина и природа сейсмических разрушений и каковы параметры того загадочного воздействия, которое является истинным виновником всех странных



Каркасное здание и стены с проемами

*a, b* — ожидаемые схемы разрушений; *c, d* — фактические схемы разрушений

сейсмических, сдвиговых разрушений?

О нем нам уже известно следующее.

Во-первых, оно должно ликвидировать все многочисленные парадоксы, возникающие при сейсмических разрушениях, и должно снять все вопросы, связанные с ними.

Во-вторых, оно должно создавать гигантские ускорения грунта, способные вызвать эти уникальные разрушения (порядка миллиона  $g$ ).

В-третьих, оно должно прикладываться скачком и действовать очень кратковременно. Только такое воздействие сможет успеть разрушить несущие элементы косыми трещинами, придав колоннам, простенкам, перемычкам необычную форму чистого сдвига, где отсутствуют изгибные напряжения и деформации. Кратковременность этого воздействия подтверждают акселерометры, которые не успевают его записать.

В-четвертых, в нем должна скачком возникнуть большая скорость массы материала, создающая большие касательные напряжения и соответственно

большую скорость разрушения, так как за время его воздействия успевает целиком разрушиться сечение колонны и простенка.

Всеми этими свойствами обладают только продольные ударные волны сжатия в грунте. Мы полагаем, что именно они порождают ударные волны сдвига в колоннах, простенках и стенах, которые и производят все реальные сдвиговые разрушения. Эта гипотеза позволяет объяснить сразу же многочисленные противоречия, нестыковки и странности, которые всегда возникали при сейсмических разрушениях, что также подтверждает его истинность.

Типичным случаем странных сейсмических разрушений являются чисто сдвиговые разрушения колонн, при которых статические условия моментного равновесия заменяются на динамическое за счет момента инерции вращения. По колоннам бежит волна, создавая участок сдвига в форме параллелограмма, которая и вызывает все сдвиговые разрушения.

На рисунке, *a* показано, как

должны деформироваться и разрушаться заземленные по концам железобетонные колонны, если бы возникали ожидаемые горизонтальные колебания дисков перекрытий. Из условий равновесия колонны следует, что нормальные напряжения в опасных сечениях по ее концам примерно в 50 раз больше, чем касательные. По этой причине первыми должны обязательно возникать горизонтальные трещины изгиба по концам колонн. В реальности этих трещин нет, а значит нет и колебаний, но возникают наклонные трещины, чаще всего по середине в зоне колонн, где действуют только очень малые касательные напряжения (см. рисунок, с). Эти разрушения являются парадоксом, не имевшим объяснения до сих пор.

Самым массовым случаем странных сейсмических разрушений являются разрушения стен с проемами. На рисунке, в показано, как должны деформироваться и разрушаться стены с проемами при колебаниях дисков перекрытий. Как и в колоннах, наиболее напряженными здесь являются горизонтальные сечения по концам гибких простенков, где возникают максимальные нормальные (изгибные) напряжения, которые значительно больше касательных, и где первыми должны появляться изгибные горизонтальные трещины у концов простенков (см. рисунок, в). В реальности их нет. Вместо них возникают косые или крестовые трещины по диагоналям простенков и перемычек, где уровень напряжений на порядок ниже (см. рисунок, d).

Все эти парадоксы снимаются, если предположить, что по простенкам пробегают ударные волны сдвига. Они на мгновение придают им чисто сдвиговую форму в виде параллелограмма, где отсутствуют изгибные деформации и напряжения. Сдвигаясь, полосы простенков заставляют принять эту же форму перемычки, зажатые между ними, и создают в них наклонные трещины.

Допустив существование сейсмических ударных волн, мы можем, наконец, ответить на множество других вопросов, которыми нас до сих пор ставило в тупик любое землетрясение. Вот лишь некоторые из них.

Почему простенки и перемычки разрушаются во всей

стене здания снизу доверху независимо от числа этажей, а колонны разрушаются лишь на первых двух (редко трех) этажах?

Почему в простенках и перемычках возникают "крестовые" трещины, а в колоннах "кресты" не возникают?

Почему при параллельной работе стен и колонн в здании гибкие колонны разрушаются гораздо чаще и интенсивнее, чем жесткие стены, которые должны были бы воспринять на себя всю нагрузку от колебания зданий?

Почему разрушаются колонны с шарнирными опорами, где вообще не должно быть никаких усилий при боковых смещениях?

Почему каркасные здания на практике почти всегда менее сейсмостойки, чем панельные, хотя по теории должно быть наоборот, ибо они всегда дальше от резонанса?

Почему наиболее сейсмостойкими являются срубы и здания на деревянных и стальных ножках? И т.д. и т.п.

Ответы здесь таковы:

по простенкам ударная волна сдвига пробегает почти без помех снизу доверху и создает первые косые трещины во всех простенках и перемычках. Затем, отразившись от свободного края стены, она меняет знак касательных напряжений, бежит вниз и создает вторые, ортогональные к первым косые трещины, тем самым образуя "кресты" из двух трещин;

в колоннах, наоборот, волна почти полностью отражается от их заделок в ригелях на первых двух этажах и выше не проходит. Обратная волна, отраженная от заделок, не меняет знак, но суммируется с прямой волной, удваивая величину касательного напряжения. Поэтому косые трещины в колоннах возникают чаще и раньше, чем в стенах, и не бывают "крестовыми";

шарнирные опоры колонн изолируют их от изгиба, но не могут изолировать их от ударной волны сдвига. Поэтому они срезаются так же, как и заземленные колонны;

в колоннах уровень сжатия от массы зданий много выше, чем в стенах и простенках, и поэтому крутизна сдвиговых трещин в них много выше. По этим "крутым" косым трещинам колонны очень легко срезаются под массой здания;

в стенах, где из-за низкого уровня сжатия возникают пологие косые трещины, ничего подобного не происходит, так как срезу по ним препятствуют силы трения и зацепления;

деревянные и стальные стойки не может срезать ударная волна, а срубы мгновенно гасят ее. Дерево и сталь, в отличие от бетона, прекрасно работают на срез, но не имеют преимущества перед железобетоном при работе на изгиб.

Подобных примеров, где снимаются извечные "сейсмические" вопросы, можно привести очень много.

Итак, старая "колебательная" доктрина ставит массу безответных вопросов, а новая "волновая" доктрина на них дает убедительные ответы. Поэтому опровергнуть ее и вернуться к старой, на наш взгляд, невозможно. Для этого придется опровергнуть объективную реальность. В то же время никак не реагировать на описанные здесь факты недопустимо, ибо речь идет и о безопасности и защите миллионов людей.

Откуда же берутся ударные волны?

До сих пор считалось, что источником сейсмических волн является "упругая отдача", т.е. внезапный сдвиг берегов магистральной трещины, возникающей вдоль трансформного разлома, где накопились сдвиговые напряжения, от медленного взаимного сдвига тектонических плит. Нами обнаружено, что "упругая отдача" невозможна из-за блокирующих ее гигантских сил трения по берегам трещины, сжатой огромным давлением вышележащей породы. Согласно условию прочности, сдвигающая сила, образующая трещину, на порядок ниже силы трения, возникающей по ее сжатым берегам.

Наиболее вероятным источником мгновенных ударных импульсов и ударных сейсмических волн могут являться острые вершины начальных микро- и макротрещин, возникающих от их слияния, где в сжатой породе от тектонического сдвига возникают гигантские пики растягивающих напряжений, близких к предельному напряжению  $\sigma_n^+$  в межмолекулярных связях. Это напряжение ( $\sigma_n^+ = R_1^+ = E/2\lambda$ ) равно теоретической прочности безде-

фектной породы. Разрыв каждой такой растянутой связи создает мгновенный сжимающий удар с гигантской силой, равной предельному усилению в этой связи. Каскад таких разрывов порождает ударные волны сжатия и приводит к лавинообразному росту трещин, который, в свою очередь, порождает сплошную серию разрывов и новых ударов в вершинах растущих микро- и макротрещин.

А что же все-таки фиксируют нам сейсмические приборы? Поскольку изгибные разрушения при землетрясениях отсутствуют, то, стало быть, там нет и резонансных колебаний грунта. В связи с этим осмелимся предположить, что приборы, будучи одномассовыми осцилляторами, фиксируют вовсе не колебания грунта, а лишь свои собственные колебания, вызванные мгновенными ударными импульсами в грунте, которые не могут быть зафиксированы ими. Это допущение позволяет наиболее правдоподобно объяснить загадочное отсутствие изгибных разрушений при землетрясениях.

Признав исходно колебательную природу сейсмических разрушений, ее авторы и сторонники подтвердили свою доктрину, обнаружив собственные колебания использованных ими приборов, возбужденные ударными волнами. Эти колебания, естественно, лежали примерно в том же частотном диапазоне, что и собственные колебания зданий (от 0,1 до 2,0 с). Но они вынуждены были истолковать их как колебания грунта, которые якобы резонируют с собственными колебаниями зданий. Иными словами, "истинность" колебатель-

ной доктрины была доказана в результате самозаблуждения

Если бы изначально была принята не колебательная, а ударно-волновая доктрина, то использовались бы не сейсмометры, а мембранные датчики, способные фиксировать ускорения грунта в тысячи  $g$ , и наверняка были бы обнаружены ударные волны.

Следует подчеркнуть, что в сейсмических расчетах не выполнена обязательная для подобных процедур проверка в прямой прочностной задаче. Для ее выполнения нужно было всего лишь сопоставить теоретический (ожидаемый) и реальный механизм разрушения зданий и их элементов. Тем не менее эта простая операция так и не была проделана. Сейсмике не учли, что в процессе строго прочностного расчета мы заранее закладываем в конструкцию схему ее разрушения, которая уже не может быть нарушена.

Именно эта оплошность не позволила заметить глобальную ошибку в исходной доктрине. Когда мы сделали указанную проверку, то выяснили, что она не сходилась ни в одном сейсмическом прочностном расчете, ибо ожидаемые и реальные механизмы разрушения всегда не совпадали, как было доказано выше.

В заключение можно кратко сформулировать предлагаемые нами общие принципы универсальной сейсмозащиты зданий от воздействия ударных волн сдвига.

1. Достижение минимума площади поперечного сечения в связях между фундаментом и зданием и обеспечение неразрушимости этих связей от волнового среза и иных воздействий.

2. Локализация больших напряжений в малой контактной зоне, где легко обеспечить ее неразрушимость.

3. Обеспечение сейсмоизоляции зданий от ударных волн за счет перераспределения напряжений с малой площади сечения связей на большую площадь сечения мощного и массивного защитного элемента, за счет плавного увеличения площади поперечного сечения вертикальных несущих элементов.

4. Обеспечение изоляции здания от ударных волн за счет создания нескольких скачков в площади поперечного сечения в фундаментной плите или в вертикальных элементах первого этажа.

5. Обеспечение минимальной энергии, воспринимаемой зданием при землетрясениях, за счет специальной конструкции фундамента или первого этажа.

6. Обеспечение необрушимости всех несущих элементов зданий при образовании в них любых трещин за счет сохранения способности к восприятию собственного веса при возможных разрушениях.

Внедрение в практику сейсмического строительства конструкций, где реализованы эти принципы, позволит полностью исключить сейсмические разрушения.

#### Библиографический список

1. Смирнов С.Б. Ударно-волновая концепция сейсмического разрушения сооружений. Энергоиздат. Энергетическое строительство, 1992, 9. — С. 70—73.
2. Смирнов С.Б. Ударно-волновая концепция сейсмического разрушения и сейсмозащиты сооружений. — М.: Бетон и железобетон, 1992, 11 — С. 28—30.

УДК 624.012.35:628.16

В.П. СИЗОВ, д-р техн.наук (МОРФ);  
К.М. КОРОЛЕВ, В.Н. КУЗИН, кандидаты техн.наук (НИИЖБ)

## Снова об омагниченной воде затворения бетона

В 1950—1980 годах получили широкую огласку сообщения об эффективности применения омагниченной воды для затворения бетона. Были проведены исследования в ряде

НИИ и вузов (в гг. Новочеркасск, Ташкент, Минск, Харьков, Одесса, Пермь, Москва), общесоюзные и региональные координационные научно-технические совещания в Таш-

кенте, Тбилиси, Москве и других городах, на которых была доложена ранее разработанная координационная программа проведения НИР и практическая реализация, опубликовано

большое количество статей в технических журналах, "Строительной газете" и др., были защищены докторские и кандидатские диссертации.

Простота и легкость использования несложных приборов способствовали распространению метода омагничивания воды затворения бетона. Омагниченная вода стала применяться в различных регионах страны, однако попытка ее широкого внедрения не принесла ощутимого положительного эффекта. Практически получением премий, ученых степеней, денежных средств на проведение опытных работ, собственноручно и закончилось применение омагниченной воды. Это подтверждается тем, что на абсолютном большинстве объектов, где опробовалась омагниченная вода для затворения бетона, новая технология не применяется. Обусловлено это, по нашему мнению, нестабильностью физико-механических свойств бетона и стабильным отсутствием эффективности.

Прибора для оценки свойств и степени омагничивания воды не было и нет, что затрудняло контроль за свойствами и степенью омагничивания воды. Процесс омагничивания был неуправляемым, поэтому наряду с положительными результатами имели место отрицательные. Например, во время таяния снега вода слабо омагничивалась и прироста прочности не наблюдалось. Получение нестабильных результатов привело к отказу от внедрения омагниченной воды. Для подтверждения сказанного приведем несколько фактов из результатов опытов, проведенных в различных НИИ и вузах, оргтехстраях и т.д.

По данным Краснодарского политехнического института, эффект омагничивания воды проявляется в начальные сроки твердения бетона, а в 28-суточном возрасте прочность цементного камня не отличается от прочности бетона на обычной воде, тогда как, по данным Тбилисского Оргтехстроя, магнитная обработка меньше сказывается на прочности бетона в раннем возрасте, а в 28-суточном возрасте прочность увеличивается на 30—50%. Вот такие противоречивые данные приводили отдельные ученые.

По данным Пермского угольного института, повышение прочности бетона наблюда-

Показатели	Вид воды затворения			
	Омагниченная без добавок	Омагниченная с добавкой С-3	Водопродонная с добавкой С-3	Водопродонная без добавки С-3
$R_b$ , МПа	41	38	42	—
$F$	190—200	300	300	100—150

Таблица 2

Вид воды затворения	В, л	Ц, кг	В/Ц	$R_b$ , МПа	Повышение прочности, %
Омагниченная без С-3	170	360	0,472	35,6	7,88
Омагниченная с С-3	140	360	0,39	45,4	37,6
Водопродонная с С-3	150	360	0,417	41,8	26,6
Водопродонная без С-3	180	360	0,5	33,0	эталон

лось в 80% опытов, в 11 случаях из 100 имело место снижение прочности, а в 10 никакого изменения не обнаружено.

Исследования, проведенные в НИИЖБ, показали: почти в половине случаев прироста прочности или не было, или же прочность была меньше прочности контрольного состава бетона.

По данным инженера В.П. Трушлякова, однородность бетона на омагниченной воде колебалась в пределах 13,5—22,5%, а на водопродонной воде — 11—13%, что также подтверждает нестабильность результатов.

В работах Новочеркасского политехнического института говорится о пластифицирующем свойстве омагниченной воды, однако конкретных данных, на сколько сантиметров увеличивается ОК, не приводится, поэтому невозможно судить о снижении расхода воды и эффективности омагниченной воды. Отмечалось, что свойства применяемых при приготовлении бетонной смеси материалов настолько нестабильны, что оказывают большее влияние на конечные результаты, чем омагниченная вода.

Почти во всех опубликованных статьях нет данных о влиянии минералогического состава цемента, свойств заполнителей, расхода цемента, прочности бетона, степени омагничивания воды и по сохранению ее свойств во времени, а также не описан метод контроля за степенью омагничивания воды. К сожалению, должного вывода из прошлого опыта не сделано.

В настоящее время вновь делаются попытки применения омагниченной воды для затворения бетона. Защищаются диссертации, публикуются статьи, в которых освещаются результаты этих работ. В частности, положительный опыт внедрения омагниченной воды для затворения бетона на Ростовском ЖБК описан в статье.

В ней утверждается, что омагниченная вода обладает пластифицирующим свойством, повышает прочность бетона на 10—12% или приводит к экономии цемента до 8%, повышает морозостойкость и водонепроницаемость бетона, а также исключает необходимость применения С-3 и других химических добавок. Для большей ясности и наглядности экспериментальные данные, опубликованные в [\*], приводятся в табл. 1.

Из табл. 1 видно, что прочность бетона на омагниченной воде с добавкой С-3 оказалась меньше, чем на водопродонной воде с этой добавкой. Из данных следует, что омагниченная вода привела к снижению прочности бетона на 9,3%. Приведенные данные не позволяют убедиться в их корректности.

Прочность бетона на омагниченной воде без введения С-3 оказалась выше прочности бетона, чем на омагниченной воде с добавкой, тогда как в последнем случае прочность бетона на омагниченной воде с добавкой должна быть, по нашему мнению, гораздо выше.

\*Афанасьева В.Ф. Магнитная обработка воды при производстве сборного железобетона // Бетон и железобетон. — 1993. — №11. — С. 5—4.

Это положение необходимо было подтвердить статистическими данными.

Прочностные показатели на водопроводной воде без добавки С-3, к сожалению, отсутствуют. А ведь эти данные должны приниматься за эталон при сопоставлении экспериментальных данных по определению экономического эффекта.

Омагниченная вода увеличивает, как указано в [8], ОК на 6 см, что позволяет сократить расход воды на 10—12 л, тогда как С-3 — соответственно на 16—17 см. Поэтому омагниченная вода не является конкурентоспособной по отношению к С-3 в части ее эффективности.

В статье\* приведены данные по повышению морозостойкости бетона. К сожалению, по какому методу и где проводились испытания, автор не указывает. Было бы желательным подтвердить и обосновать это положение рабочей гипотезой.

Для подтверждения высказанных критических замечаний и сомнений, основываясь на установившихся положениях в технологии бетона, были проведены теоретические расчеты, результаты которых приводятся в табл. 2.

Из табл. 2 видно, что прочность бетона без С-3 на омагниченной воде (при условии, что она обладает пластифицирующими свойствами) выше на 7,88% по сравнению с прочностью бетона на водопроводной воде также без введения С-3, но меньше, чем на омагниченной воде с С-3 и водопроводной воде с добавкой. Повышение прочности бетона, приведенное в пунктах 1, 2, 3 табл. 2, по сравнению с прочностью, принятой за эталон, обусловлено В/Ц (при постоянных расходе цемента и ОК).

#### ВЫВОДЫ

1. В статье [1] говорится, что омагниченная вода обладает пластифицирующими свойствами, но для подтверждения этого довода статистические данные не приводятся.

2. Утверждение о том, что применение омагниченной воды равнозначно введению в бетонные смеси С-3, вызывает сомнения.

3. Физико-химические свойства омагниченной воды не приводятся. Утверждение об изменении свойств омагниченной воды основывается на пластифицирующем эффекте.

4. В статье утверждается, что омагниченная вода повышает прочность бетона, но если она действительно увеличивает ОК на 6 см, то прочность бетона может повыситься примерно на 8%. Поэтому в производственных условиях оценить эффективность омагниченной воды трудно.

5. Приведенные в статье сведения по морозостойкости не подтверждены статистическими данными.

#### ПРЕДЛОЖЕНИЯ

В целях подтверждения эффективности применения омагниченной воды для затворения бетона и чтобы окончательно решить проблему необходимо:

1. Изучить физико-химические свойства омагниченной воды.

2. Статистически подтвердить наличие пластифицирующих свойств омагниченной воды и уточнить, насколько она увеличивает ОК.

3. Разработать метод и прибор, оценивающий степень омагничивания воды.

4. Установить сроки сохранения омагниченной водой своих свойств.

5. Провести тщательные экспериментальные исследования прочности, морозостойкости бетона на водопроводной и омагниченной воде и воде, содержащей примеси металлов, на цементе разного минералогического и химического состава.

---

---

## ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

---

---

Ю.С. ВОЛКОВ, канд. техн. наук (Госстрой РФ)

### Применение сверхпрочных бетонов в строительстве

В начале 60-х годов в США, Норвегии и некоторых других странах в промышленном масштабе начал применяться бетон прочностью 41 МПа, в 1965 г. было отмечено применение бетона прочностью 52 МПа, далее в 1972 г.—62 МПа, в 1982 г.—75 МПа, в 1982 г. в опытном порядке — 96,6 МПа, в 1987 г.—117 МПа, в 1988 г.—133 МПа. Сейчас существует возможность промышленных поставок бетона с прочностью при сжатии 140 МПа и выше для сооружения монолитных и предварительно напряженных железобетонных конструкций.

В последние годы география применения высокопрочного бетона расширилась и его теперь используют во многих регионах земного шара. Расширение применения высокопрочного бетона стало возможным благодаря развитию технологии и появлению спроса на высокопрочный бетон. Сооружение высотных зданий с монолитным железобетонным каркасом в США и некоторых других странах было бы невозможно без применения высокопрочного бетона. То же можно сказать и о большепролетных вантовых мостах с железобетонными бал-

ками жесткости, морских платформ и ряде других специальных сооружений.

Расширение применения высокопрочного бетона побудило Американский институт бетона создать комитет 363, который подготовил обстоятельный обзор по данной проблеме.

Количество публикаций по высокопрочным бетонам стремительно растет. Проведено три крупных симпозиума по высокопрочному бетону: в 1987 г. в Ставангере, Норвегия; в 1990 г. в Беркли, Калифорния, США и в 1993 г. в Лиллехаммере, Норвегия.

Получение бетонов повышенной прочности потребовало существенного усовершенствования всех переделов технологии приготовления смеси. На сегодняшний день, как уже упоминалось, имели место опытно-промышленные поставки партий товарного бетона с цилиндрической прочностью 133 МПа, а в лабораторных условиях получены результаты более чем в два раза выше.

При твердении бетона при давлении 345 МПа и температуре 150°C была получена прочность 460 МПа. Получение высокопрочных бетонов, как правило, достигается при применении рядовых цементов. Правда, в Норвегии специально для производства высокопрочных бетонов разработаны цементы, позволяющие при испытании в стандартных растворах получать прочность в возрасте одних суток 20 МПа. Прочность в раннем возрасте важна для ведения бетонных работ в скользкой опалубке. С применением этого цемента был получен бетон прочностью 170 МПа при  $V/C = 0,25$ .

Минералогический состав и тонкость помола влияют как на раннюю прочность, так и на конечную прочность бетона. В указанном норвежском цементе соотношение  $C_2S/C_3S$  оставлено 0,54 вместо 0,38 для обычных цементов. Цементы для высокопрочных бетонов должны обладать пониженным тепловыделением при гидратации. Из этого условия вытекает необходимость некоторого ограничения по тонкости помола для этих цементов.

Выбор портландцемента для высокопрочного бетона весьма важен. Колебания содержания трехкальциевого силиката не должны превышать 4%, а потери при прокаливании — 0,5%. Содержание сульфатов должно быть оптимальным с колебаниями, не превышающими  $\pm 0,20\%$ .

Для строительства нефтедобывающих платформ в Норвегии в последние годы используется цемент P30-4AM, имеющий тонкость помола 4000  $см^2/г$ , активность — 65 МПа, минеральный состав  $C_2S$  — 29%,  $C_3S$  — 49%,  $C_3A$  — 5,5%,  $C_4AF$  — 9%. Прочность бетона в возрасте 28 сут превышает 80 МПа.

Высокопрочные бетоны классов В60—В135 характеризуются низким водоцементным

отношением (0,25—0,35), расходами цемента в пределах 350—550  $кг/м^3$ , использованием кварцевого песка и крупного заполнителя из изверженных пород, добавкой пластификаторов в объеме до 3% массы цемента, введением микрозаполнителей в объеме до 15% массы цемента. Перемешивание бетонной смеси должно быть принудительным, уплотнение смеси производится интенсивным внутренним и внешним (для подвижных смесей) вибрированием. Применение многочастотного и более продолжительного вибрирования также дает определенный прирост прочности. Особое внимание должно быть обращено на уход за бетоном после его укладки. Обязательно должно быть обеспечено влажностное выдерживание с тем, чтобы обеспечить гидратацию цемента при пониженном расходе воды.

При приготовлении высокопрочных бетонов широко используются различные добавки. Количество обычных пластификаторов и замедлителей схватывания, используемых в высокопрочных бетонных смесях, имеет тенденцию к повышенной дозировке с целью снижения содержания воды. Особенно эффективными следует считать суперпластификаторы, с применением которых снижается количество воды затворения.

При приготовлении бетонных смесей с целью получения высокой прочности широко практикуются тонкодисперсные минеральные добавки, в основном золы-уноса и микрокремнезема. Однако водопотребность бетонной смеси с применением последнего выше. Кроме того, использование его требует достаточно высокой технологической культуры приготовления бетонной смеси. За рубежом промышленность поставляет микрокремнезем (а стоимость его равна примерно стоимости цемента, но в зависимости от условий поставки может превышать стоимость последнего в несколько раз) в виде суспензий или в брикетах. Тщательное перемешивание бетонной смеси с добавкой микрокремнезема особо обязательно.

Поскольку 3/4 единицы объема бетона занимает заполнитель, естественно влияние его качества на прочность бетона. Для высокопрочных бетонов качество заполнителя определя-

ет не только прочность затвердевшего бетона, но и существенно влияет на уδοукладываемость исходной бетонной смеси. Поскольку водоцементное отношение для получения высокопрочного бетона должно быть весьма низким, при достаточно большом содержании цемента и применении суперпластификаторов, водопоглощение заполнителя должно быть минимальным. При добавлении заполнителя в нем возникают микродефекты, влияние которых возрастает с увеличением абсолютных размеров зерен, следовательно, наибольшая крупность заполнителя не должна превышать 10—14 мм.

Оптимальный гранулометрический состав мелкого заполнителя для высокопрочного бетона определяется в большей степени его влиянием на водопотребность, чем на физическую упаковку. Наиболее подходит песок с модулем крупности выше 3, что обеспечивает как удоукладываемость, так и необходимую прочность при сжатии.

Требования к качеству воды для высокопрочного бетона не являются более строгими, чем требования к воде, применяемой для приготовления обычного бетона. Как правило, для бетона применяют воду, качество которой соответствует питьевой. Согласно требованиям американского стандарта ASTM C94, если прочность образцов, изготовленных из смеси с использованием вызывающей сомнения воды, составляет не менее 90% прочности образцов, изготовленных на дистиллированной воде, то воду можно считать приемлемой.

Подбор состава смеси для высокопрочного бетона является более сложным процессом, чем проектирование бетонной смеси для бетона нормальной прочности.

Важными для получения высокопрочных бетонов являются, помимо подбора состава смеси, и остальные технологические переделы, куда следует отнести перемешивание, транспортирование, укладку, уплотнение, уход и методы контроля. Все факторы, которые могут оказывать влияние на колебания прочности, следует учитывать при назначении состава смеси.

Прогресс в подборе составов бетона для строительства нефтедобывающих морских плат-



форм может быть проиллюстрирован норвежской практикой. Так, для платформы Тролл параметры бетонной смеси (класс С80) были следующими (кг/м<sup>3</sup>): цемент — 420; микрокремнезем — 8; суперпластификатор — 8; В/Ц = 0,38; осадка конуса 240...260 мм.

Обычно предполагается, что распределение результатов испытаний на прочность для высокопрочных бетонов подчиняется нормальному закону. С течением времени относительный прирост прочности высокопрочных бетонов может быть равным или меньше, чем бетонов более низких марок, но абсолютная величина прироста прочности может быть значительной.

Для соответствия проектным требованиям средняя прочность бетона должна превышать нормальную прочность на величину, определяемую ожидаемым разбросом результатов испытаний. Это выражается коэффициентом вариации или стандартным отклонением и не обходимою обеспеченностью получения необходимых значений. Многие данные говорят о том, что стандартное отклонение для высокопрочного бетона равно 3,5—5,4 МПа, и поэтому коэффициент вариации фактически уменьшается, когда средняя прочность растет. Это может быть объяснено тем обстоятельством, что производитель прилагает особые усилия по обеспечению стабильности качественных характеристик, понимая, что имеет дело с бетоном, предназначенным для ответственных сооружений и конструкций.

Прессовое оборудование для испытания образцов из высокопрочного бетона должно отвечать повышенным требованиям в части тарировки и жесткости в продольном и поперечном направлениях, соосности узлов и деталей пресса, типа его плит и поведения сферических шарниров. Конструкция пресса оказывает существенное влияние на поведение образца при максимальной нагрузке. Так, нежесткий в продольном направлении пресс вызывает взрывоподобное разрушение образца.

Цена разброса прочности при испытании высокопрочных бетонов намного выше, чем при испытании обычных бетонов. 5-процентный разброс составляет для бетона прочность 100 МПа в 5 раз большую

величину, чем для бетона прочностью 20 МПа. Для американской практики, например, повышение прочности на 1 МПа приводит к удорожанию одного кубометра бетонной смеси на два доллара. Поэтому фирма, поставляющая высокопрочный бетон, может нести ощутимые убытки из-за несовершенства методик испытания и соответственно недооценки прочности продаваемого бетона. Для бетона прочностью 100 МПа один лишний процент разброса прочности приводит к удорожанию бетона на 5 долларов за кубометр.

Важны выбор материалов и конструкция формы, в которой изготавливаются опытные образцы. Использование жестких стальных форм дает повышение прочности приблизительно на 13% по сравнению с формами из плотного картона и на 16% выше прочности образцов, изготовленных в пластмассовых формах.

Не последним фактором является подготовка образцов перед испытанием. Наличие неровностей плиты, несоосности приложения нагрузки может привести к снижению прочности образца. Торцы образцов в зарубежной практике обычно покрываются различными составами для устранения неровностей. Наиболее подходящим признан раствор, представляющий собой расплав серы с инертными наполнителями. При ожидаемой величине прочности при сжатии более 70 МПа торцы обычно шлифуют для соответствия заданному допуску.

Нормирование прочности бетона в нормах различных стран несколько отличается. Переоценка понятия "высокопрочного" бетона наиболее наглядно видна на примере Международных рекомендаций (модель-код) ЕКБ-ФИП. Если в редакции 1970 г. не содержится упоминание о высокопрочном бетоне, то в редакции 1978 г. под таким бетоном подразумевается бетон класса С50 (средняя прочность куба с ребром 15 см должна составлять 62,5 МПа), в редакции 1990 г. под высокопрочным уже подразумевался бетон класса С80 (кубиковая прочность 100 МПа). Большее значение прочности принято лишь в норвежских нормах NS3473 — С105.

Не так давно за рубежом появились публикации о перспективных разработках новых

видов бетонов на основе портландцемента — так называемой химически связанной (безобжиговой) керамике (ХСК). Свойства этого нового вида бетона приближаются к обычной керамике. Существенное улучшение свойств материала достигается путем применения новых способов приготовления смеси, ее укладки и выдерживания. Если пористость обычного бетона составляет 20 или даже 30%, то пористость ХСК находится в пределах 1%.

Все физико-механические характеристики ХСК намного выше, чем у обычного бетона (прочность, плотность, долговечность, непроницаемость, истираемость, электро- и звукоизоляция). Прочность на сжатие достигает 300 МПа, прочность на растяжение 30 МПа. Энергия разрушения ХСК колеблется от 400 до 2000 Дж/м<sup>2</sup> против 20 Дж/м<sup>2</sup> для обычного бетона. При таких необычных свойствах областями применения ХСК может быть изготовление инструмента, оборонной техники, контейнеров для захоронения радиоактивных отходов и т.д., т.е. в таких областях, где традиционно использовался металл.

Разработки ХСК начались сравнительно недавно. Путей получения столь необычных свойств нового материала несколько. Один из них состоит в устранении дефектов структуры на микроуровне (микропоры и микротрещины). Это может быть достигнуто путем подбора гранулометрии самого цемента, введением полимерных модификаторов и последующим перемешиванием смесей в высокоэффективных смесителях. Из такого материала были изготовлены даже пружины, обладающие упругими свойствами, подобными пластмассе.

ХСК может использоваться для облицовки обычных железобетонных конструкций, практически сняв проблему их долговечности. Пока стоимость ХСК примерно в пять раз выше, чем обычного бетона, и ее применение только начинается.

Конструктивные свойства высокопрочных бетонов оцениваются нормированием прочности. В настоящее время в различных национальных и международных нормах и кодексах высокопрочные бетоны представлены следующим образом:

норвежские нормы NS3473: до класса В105 включительно,

Таблица 1

Здания	Город	Год постройки	Число этажей	Прочность бетона, МПа
Мидоконтинентал	Чикаго	1972	50	62
Фронтис Тауэр	Чикаго	1973	55	62
Роял Банк	Торонто	1975	43	61
Уотер Тауэр Плейс	Чикаго	1976	79	62
Хелмсли Палас Отель	Нью-Йорк	1978	53	55
Лаример Плейс	Денвер	1980	31	55
Техас Коммерс Тауэр	Хьюстон	1981	75	52
Сити Сентер	Миннеаполис	1981	52	55
Файнаншиал Сентер	Майами	1982	53	48,3
Петроканада	Калгари	1982	34	50
Колинс Плейс	Мельбурн	1982	44	55
Интерферст Плаза	Даллас	1983	72	69
Коламбия Сентр	Сизтл	1983	76	66
Лаурентье	Монреаль	1984	26	119,4
Скотиа Плаза	Торонто	1986	68	93,6
Сити Спир	Нью-Йорк	1987	72	57
Банк оф Нова	Торонто	1987	69	70
Гранд Арш	Париж	1988	36	70
Ту Резидентал Плаза	Чикаго	1989	82	78
Интерненшен	Гуанджоу, КНР	1989	63	70
Сауф Вакер Драйв	Чикаго	1990	65	84
Мессетурм	Франкфурт	1990	53	45
Ту Юнион Сквер	Сизтл	1990	58	133
Гемайнвиртшафт	Франкфурт	1991	51	112
Миглин Вайтер	Чикаго	1997	125	140

(610 м)

Таблица 2

Континент, город	Здание	Высота, м	Год	Материал
С. Америка, Чикаго	Сиерс	443	1974	Сталь
Ю. Америка, Каракас	Сентрал Торрес	260	1978	Бетон
Азия, Гонконг	Сентрал Плаза	368	1999	Бетон
Европа, Франкфурт	Мессетурм	257	1991	Бетон
Австралия, Мельбурн	Риальто Сентер	243	1986	Бетон
Африка, Йоганесбург	Калтон Сентер	220	1973	Бетон

Таблица 3

Мост	Страна	Год постройки	Максимальный пролет, м	Прочность бетона, МПа
Каминошима	Япония	1970	85,7	58,6
Аккагава	Япония	1976	54,6	78,6
Лин Коув	США	1979	54,7	41,4
Анасис	Канада	1986	465	75

Таблица 4

Платформа	Год постройки	Глубина воды, м	Объем бетона, м <sup>3</sup>	Прочность бетона, МПа
Галфакс В	1987	141	100 000	80,8
Осберг А	1988	109	120 000	76,7
Галфакс С	1989	216	240 000	83,8
Слейшнер А	1992	82	77 000	80
Дроген	1993	251	85 000	82
Тролл	1995	302	234 000	80
Хедран	1995	345	60 000	80

приблизительно эквивалентно маркам М1200—М1300;

шведские нормы: до класса В75 включительно, приблизительно эквивалентно маркам М900—М1000;

японские нормы: до класса В80 включительно, приблизительно эквивалентно марке М1000;

западно-германские и французские нормы: до классов

В60—В65 включительно, приблизительно эквивалентно маркам М800—М900;

британские нормы: BS8110: до класса С80 (В80) включительно;

технические инструкции Румынии CR116-78: до марки М800 включительно;

также румынские технические инструкции С137/1-89 и российские нормы

СНиП 2.03.01: до класса В60 включительно, что приблизительно эквивалентно марке М800.

Американские нормы АСІ 318 не содержат указаний по верхним границам прочности. Но именно американская практика дает наиболее многочисленные примеры применения высокопрочного бетона в реальных сооружениях.

Высокопрочный бетон является новым материалом, применяемым в промышленном масштабе, и в качестве такового он стоит дороже, чем обычный бетон.

Во многих сооружениях эффект от применения высокопрочного бетона перекрывает повышенную стоимость исходных материалов. Наиболее выгодно использовать высокопрочный бетон в элементах, работающих на сжатие. По данным американских специалистов, восприимчивой единичной эксплуатационной нагрузки величиной 10 кН обходится в 1,1 доллара США на этаж при прочности бетона 41 МПа; в 0,45 доллара — при прочности бетона 52 МПа и дешевле еще больше при бетоне прочностью 62 МПа.

Как отмечалось, стоимость бетонной смеси в США повышается примерно на 20 долларов за кубометр на каждые 10 МПа роста прочности бетона, начиная с 35 МПа. Иными словами, бетон прочностью 100 МПа стоит ориентировочно 200 долларов за кубометр и соответственно 140 МПа — 280 долларов.

Экономический эффект, достигаемый при применении высокопрочного бетона, состоит в том, что хотя сам бетон стоит дороже низкопрочного, разница компенсируется уменьшением заданных размеров элементов.

Строительно-технические преимущества высокопрочного бетона лучше всего реализуются при применении его в колоннах высотных зданий благодаря снижению количества арматуры и уменьшению сечений колонн.

Начиная с 1972 г. только в Чикаго было построено более 40 высотных зданий с колоннами, имевшими расчетную прочность при сжатии 62 МПа и выше. Подобные здания возведены также в Нью-Йорке, Сизтле, Хьюстоне, штате Миннеаполис, в Мельбурне (Австралия) и в других странах. В табл. 1 приведены наиболее значительные из этих проектов.



987

Всего в США к настоящему времени построено около 100 зданий от 20 до 80 этажей с применением высокопрочного бетона. На сегодняшний день мировой рекорд по прочности бетона, примененного в реальном объекте, принадлежит 58-этажному небоскребу "Ту Юнион Сквер" в Сизтле — 133 МПа. Причем сверхпрочные бетоны применяются в колоннах нижних этажей, т.е. там, где нагрузки наибольшие. В конструкции монолитного каркаса 79-этажного небоскреба "Уотер Тауэр" в Чикаго бетон прочностью 62 МПа был применен с 1-го по 25-й этаж; далее прочность последовательно снижалась: 52, 41, 34 и 28 МПа; в перекрытии были использованы легкие бетоны прочностью 45, 38 и 34 МПа. Всего было применено 24 состава различных бетонов.

Там же в Чикаго закончен самый высокий в мире (296 м, или всего на 4 м ниже Эйфелевой башни в Париже) небоскреб "Сауф Вакер" с железобетонным каркасом. Общий объем уложенного бетона составил 84 тыс.м<sup>3</sup> при средней прочности 84 МПа. Ежедневный объем укладки составлял 535 м<sup>3</sup>. Строительство обслуживалось всего одним насосом фирмы "Швинг", вылет стрелы с бетоноводом на месте укладки достигал 32 м.

Следует отметить отчетливую тенденцию использования сверхпрочного бетона в трубобетонных элементах в нижних этажах высотных зданий. Так, в небоскребе "Ту Юнион Сквер" каркас образован четырьмя трубобетонными колоннами диаметром 3 м, размещенными по углам ядра (ствола), и 14 трубобетонными колоннами, расположенными по периметру здания. Диаметр этих колонн с 1,36 м внизу сужается до 0,41 м в верхней части здания.

Наружная труба толщиной 16 мм выполняет роль опалубки и арматуры. Другой арматуры колонна не имеет, лишь для улучшения сцепления между бетоном и трубой к ее внутренней поверхности приварены коротыши с шагом 0,3 м. Бетон сердечника имел в возрасте 56 дней прочность 133 МПа и модуль упругости  $5 \cdot 10^4$  МПа;  $V/C$  на момент приготовления бетонной смеси составляло 0,22; максимальная крупность заполнителя достига-

ла 10 мм; содержание микрокремнезема равнялась 10% расхода цемента.

Применение трубобетонных конструкций колонн со сверхпрочным сердечником дало возможность довести расход металла до 60 кг/м<sup>2</sup> полезной площади здания. Трубобетонные колонны использованы также в каркасе зданий "Пасифик Ферст Сентер" и "Гетвей Тауэр". Системы таких каркасов оцениваются как весьма перспективные для применения в сейсмических районах.

Представляет интерес табл. 2 (самых высоких зданий в мире по континентам с указанием материалов, из которых они построены).

Единственный континент, где самое высокое здание построено со стальным каркасом — это Северная Америка. Но и там в 1997 г. будет закончен небоскреб "Миглин Вайтер", также в Чикаго, высотой 610 м (125 этажей) с железобетонным каркасом. Существует предложение строительства небоскреба "Россия" на "Красной Пресне" в Москве высотой 630 м, видимо, со стальным каркасом. Но его сооружение находится пока под большим вопросом.

Высокопрочный бетон широко применяется также при изготовлении сборных предварительно напряженных пролетных строений мостов (табл. 3).

Впечатляющей областью применения высокопрочных бетонов является строительство морских платформ для добычи нефти. В табл. 4 даны сведения об этих платформах, возведенных в Северном море. Объемы бетона для отдельных платформ превышали 150 тыс.м<sup>3</sup>. Всего для Северного моря построена 21 платформа.

Морские сооружения из железобетона, построенные в последнее время за рубежом, требовали высокого инженерного искусства. Идея предварительно изготовления сооружения в котловане или доке в виде блока с последующей его буксировкой к месту эксплуатации получила применение для самых различных областей строительной практики. Сюда можно отнести, кроме нефтедобывающих платформ, швартовые палы, массивные якоря, туннели, а также плавучие средства, используемые для работ в океане.

В конструкциях массового применения высокопрочные бе-

тоны также начинают находить все более широкое применение.

## ВЫВОДЫ

1. Для получения высокопрочных бетонов за рубежом используются достаточно сложные технологии, связанные с подготовкой исходных материалов, применением микронаполнителей, прежде всего микрокремнезема.

2. За рубежом уже не один год ведутся разработки супербетонов, т.е. бетонов, обладающих прочностью на сжатие и растяжение на порядок выше, чем обычных бетонов, для применения в других областях нежелезнодорожного строительства (авиация, военная техника, машиностроение и т.д.). Для этих целей используются качественно иные технологии, чем для обычного бетона.

3. Можно с определенной степенью уверенности утверждать, что технология бетона действительно стоит на пороге создания материала нового поколения, т.е. материала, по своим характеристикам на порядок превосходящим традиционный бетон.

4. Успешная практика применения сверхпрочных бетонов в очень ответственных сооружениях (небоскребы, телебашни, внеклассные мосты, корпуса и защитные оболочки атомных реакторов, морские платформы для добычи нефти и газа и др.) подтверждает его исключительные строительно-технические возможности. За рубежом появляются строительные компании, специализирующиеся на производстве высокопрочного бетона, что в условиях конкуренции с компаниями, производящими строительную сталь, подтверждает его экономическую эффективность.

## Библиографический список

1. High-Strength Concrete. Report by the Committee 363 ACI, Detroit, 1985, 278 p.
2. P. K. Mehta, P. C. Aitcin. Principles Underlying Production of High-Performance Concrete. Cement, Concrete and Aggregates, vol. 12, N2, 1990, pp. 70—78.
3. C. Walrave n. Beton mit hoher Festigkeit. Betonwerk+Bertigteil-Technik, N6, 1991, s. 45—53.
4. O. E. G j o r v. High-Strength Concrete. Advanced in Concrete Technology. Canada, pp. 21—79.
5. J. M o k s n e s. Concrete Sea Structures — a review of recent project in the North Sea. Proceedings of the FIP Symposium, Kyoto, Japan, 1993, vol. 1, pp. 1—8.

## Международный симпозиум в Лиллехаммере

III Международный симпозиум по применению высокопрочного железобетона был организован Норвежской ассоциацией по бетону при содействии ФИП, ЕКБ и Американского института бетона.

В симпозиуме участвовало 320 специалистов из 35 стран. На пленарных и секционных заседаниях было заслушано и обсуждено 125 докладов. От России были представлены два доклада. Для делегатов симпозиума была проведена выставка материалов, технологий, конструкций и оборудования для применения высокопрочных бетонов, а также организовано ознакомление с объектами XVII зимних Олимпийских игр 1994 года.

Пленарные доклады были посвящены перспективам применения высокопрочного бетона и использованию его в развитых странах мира. По мнению ведущих специалистов, объем применения высокопрочного бетона будет увеличиваться не только в конструкциях, использующих высокую прочность материала, но в основном в конструкциях, к которым предъявляются повышенные требования по долговечности, например, в сельскохозяйственных зданиях, дорожных плитах и инженерных сооружениях.

В США и Японии высокопрочные бетоны применяются в основном в высотных зданиях и мостах. При этом средняя прочность бетона, используемого в

зданиях, возросла с 1970 по 1990 год с 40 МПа до 120 МПа, а в мостах соответственно с 40 МПа до 70 МПа.

В Европе (Норвегия, Германия, Франция) успешно осуществлены нефтяные платформы при глубине шельфа около 300 м, плавучие доки, пристани, мосты пролетом до 200 м, атомные реакторы, а также ряд уникальных жилых и административных зданий высотой до 180 м.

На симпозиуме были широко представлены результаты работ по исследованию физико-технических характеристик тяжелого и легкого бетонов классов В60—В100 и выше при сжатии, растяжении, изгибе, срезе, а также при воздействии комбинаций этих усилий. Большое внимание было уделено изучению усадки и ползучести высокопрочного бетона при различных эксплуатационных воздействиях.

Бетоны высокой прочности в основном получают за счет применения различных добавок, в том числе суперпластификаторов, микрокремнезема, этtringита, золы, шлака и пр., как правило, при их комплексном использовании. В этих случаях достигается прочность бетона порядка 200 МПа.

Значительная часть докладов была посвящена изучению работы конструкций из высокопрочного тяжелого и легкого бетонов и узлов их сопряжения в зданиях и инженерных сооружениях. В частности, расс-

матривалась работа колонн большой гибкости, мостовых балок, тонкостенных плитных и балочных конструкций и т.п.

Различные воздействия (поперечная сила, кручение, продавливание, цикличность) изучались как на опытных образцах, так и на реальных конструкциях.

В ряде докладов были приведены результаты исследований жаростойких бетонов, а также коррозионной стойкости высокопрочных бетонов.

Труды симпозиума могут служить полезным источником информации, который дает сведения об организациях и конкретных исследователях, занимающихся применением высокопрочного бетона.

На симпозиуме в Лиллехаммере была организована объединенная группа ФИП и ЕКБ, основным направлением деятельности которой будут разработка руководства по высокопрочному бетону и информация о проведенных исследованиях. Группа предполагает опубликовать летом 1994 г. доклад о применении высокопрочного бетона в мире, включающий нормативные материалы, стандарты и перечень наиболее успешных примеров использования высокопрочного бетона.

IV Международный симпозиум состоится в мае 1996 г. в Париже.

Ф.А. Иссерс, д-р техн.наук, проф.,  
Л.В. Сасонко, канд.техн.наук

© Ф.А. Иссерс, Л.В. Сасонко, 1994

Редакционная коллегия: В.И. Агаджанов, Ю.М. Баженов, В.Г. Батраков, Н.Л. Биевец, В.Н. Бондаренко, Ю.Г. Вострокнутов, В.В. Гранев, В.Г. Довжик, Ф.А. Иссерс, Б.И. Кормилицын, Р.Л. Манлян, К.В. Михайлов, Т.М. Пецольт, С.И. Полтавцев, 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 Р.Я. Лаврентьева Корректор Н.А. Шатерникова

Подписано в печать 25.02.94 Формат 60x90 1/8 Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл.печ.л. 3,92.  
Усл.р.-отт. 4,92. Уч.-изд.л. 5,2. Тираж 2600. Заказ 987

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., д. 1, строение 3, 3-этаж  
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, Долгоруковская ул., 23а  
Тел. 292-62-05

Отпечатано в типографии № 9  
Министерства печати и информации РФ  
109033, Москва, Волочаевская, д. 40

## ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

### ЦИНКОСИЛИКАТНЫЕ ПОКРЫТИЯ ДЛЯ ЗАЩИТЫ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ В ЗАВОДСКИХ И ПОСТРОЕЧНЫХ УСЛОВИЯХ

Цинкосиликатные покрытия не повреждаются при сварке, не стареют и обладают высокой защитной способностью к агрессивным средам.

Технология является практически безотходной, экологически чистой, экономичной, не включает высокотемпературных процессов, обеспечивает (по сравнению с металлизацией) более чем двукратное снижение расхода цинка и сокращение трудозатрат.

Разработчик на договорных условиях передает научно-техническую документацию по внедрению покрытий, оказывает техническую помощь по определению рациональной области их применения и подбору состава, испытанию материалов и организации технологии защиты (тел. 174-89-44).

### СПОСОБ ЗАЩИТЫ ОТ КОРРОЗИИ ГИБКИХ СВЯЗЕЙ ТРЕХСЛОЙНЫХ ПАНЕЛЕЙ

Технология обеспечивает нанесение в автоматическом режиме на заготовки гибких связей металлизационного цинкового покрытия высокого качества и является практически безотходной.

Производительность станка 3000...4000 изделий в минуту.

Кроме того, предлагаются два автомата для изготовления самих гибких связей С- и S-образной конфигурации производительностью соответственно 900 и 600 шт. в час при повышении их качества и, по сравнению с традиционными технологиями, многократном сокращении доли ручного труда.

Разработчик заключает договоры на передачу научно-технической документации как на разработку в целом, так и на отдельный станок с оказанием технической помощи (174-89-44).

С ПИСЬМЕННЫМИ ЗАПРОСАМИ ОБРАЩАТЬСЯ В НИИЖБ:

109428 МОСКВА, 2-Я ИНСТИТУТСКАЯ, 6.

## СПЕЦИАЛИСТЫ СКТБ "СТРОЙИНДУСТРИЯ"

**ПОМОГУТ** решить проблему использования отходов лесопиления и деревообработки — Разработана технология производства погонажных композиционных изделий:

- \* половая доска;
- \* дверные и оконные блоки,
- \* плинтус,
- \* наличник,
- \* элементы мебели,
- \* детали машиностроения, работающие на истирание

**ОКАЖУТ** необходимую помощь (проектирование, наладка, изготовление оборудования) при создании Автоматизированного мобильного завода по производству изделий для малоэтажного жилищного строительства мощностью 50 коттеджей в год с бескрановой напольной технологией. Основное оборудование на пневмоходу. Завод весьма эффективен не только при малоэтажной застройке, но и при создании инфраструктуры для геологов, изыскателей, транспортного строительства, строительства в условиях севера и жаркого климата.

За дополнительными сведениями просьба обращаться по адресу:

170640, г. Тверь, проспект Чайковского, 28 / 2, СКТБ "Стройиндустрия"

Тел. 6-68-08, 2-56-79.



# МГП "СТРОЙПРИБОР" АО "ПАРТНЕР"



## ИЗГОТОВЛЕНИЕ, ПОСТАВКА, ВНЕДРЕНИЕ, СЕРВИСНОЕ ОБСЛУЖИВАНИЕ МЫ ОСНАСТИМ ВАШУ ЛАБОРАТОРИЮ

*Выполнение работ по внедрению на предприятиях стройиндустрии  
средств АСУ ТП, приборов неразрушающего контроля*

**УЛЬТРАЗВУКОВОЙ ПРИБОР "БЕТОН22"** – предназначен для контроля прочности бетона в готовых железобетонных изделиях и конструкциях. Масса прибора 1 кг. Прибор снабжен приспособлением для поверхностного прозвучивания с "сухим" контактом. Использован при обследовании конструкций "Белого дома"

**УСТРОЙСТВО ДЛЯ АВТОМАТИЧЕСКОГО УЧЕТА РАСХОДА ЦЕМЕНТА "УРЦ"** подключается к дозировочно-смесительным узлам и установкам периодического действия, оснащенным дозаторами АДЦ-1200М, АД-600-2БЦ (ДБЦ-600) и аналогичными. По заказу комплектуется УСТРОЙСТВОМ КОНТРОЛЯ РАБОТЫ ОПЕРАТОРА, фиксирующим в памяти до 254 последовательных индивидуальных доз.

**УРОВНЕМЕР Ц 020** предназначен для получения непрерывной наглядной информации о количестве цемента в силосе. Диапазон высоты силосов от 3 до 30 м. Предел допускаемой погрешности измерения уровня цемента 5%.

### ВЫПУСКАЕМ И ВНЕДРЯЕМ

системы контроля и регулирования режима тепловлажностной обработки железобетонных изделий и конструкций

ультразвуковые приборы специального назначения

системы автоматического управления дозированием компонентов бетонной смеси

весы автомобильные и железнодорожные

*Заявки на приобретение и внедрение приборов и систем направляйте по адресу:*

111524 Москва, ул. Плеханова 7, МГП "Стройприбор" или 109428, Москва, Рязанский пр., 30/15, АО "Партнер"

Телефоны: 176-7206, 176-3486, 371-2257  
Телетайпы: 207542 СТАБЕТ, 207754 СИЛА  
ФАКС 176-2998, 371-2257