

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон, АК "Полиמוד"

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

- СУЕТИН В.П., ГОЛУБЧИКОВА Т.Л., ДОЛГИХ Л.И., ОЖГИБЕСОВ Ю.П.,
КАЛЯДИН Ю.А., ПОПОВ М.В. Изготовление теплых стеновых
панелей в существующих металлоформах 2
- КУЗИН В.Н., МЛАДОВА М.В., РОСТОВ В.А. Оборудование для решения
актуальных градостроительных проблем 4

Бетоны

- КОПЫЛОВ В.Д. Формирование напряженного состояния бетона
в процессе термообработки 6
- НУРМАГАНБЕТОВ Е.К. Прочность и деформативность изгибаемых
железобетонных элементов при нагрузках типа сейсмических 9

Строительное производство

- КОКОЕВ М.Н. Срезание железобетонных свай с предварительным
плавлением арматуры токами высокой частоты 12
- АМБАРЦУМЯН С.А., ГУРЕЦКИЙ Ю.Б., САПОЖНИКОВ М.А., ГЕНДИН В.Я.
Расчет энергозатрат при электротермообработке бетона монолитных
конструкций 13

В помощь заводским лабораториям

- САГАЙДАК А.И. Применение метода акустической эмиссии для оценки
качества заделки закладных деталей 15

Теория

- ПИРАДОВ К.А., ГУЗЕЕВ Е.А. Расчет железобетонных элементов
по критерию "работа-энергия" 17

Вопросы реконструкции и восстановления

- УТКИН В.С., УТКИН Л.В. Определение надежности примыкания
второстепенных и главных железобетонных балок по отрыву 18

В порядке обсуждения

- ВАУЧСКИЙ М.Н., ДОБРИЦА Ю.В., СМИРНОВ А.П., КАНИНСКИЙ О.И.
К вопросу о фильтрационных характеристиках бетона 20
- НЕРУБЕНКО С.Л., ГВОЗДЕВ В.А. О совершенствовании методов
испытания бетона на морозостойкость 21

Зарубежный опыт

- ВОЛКОВ Ю.С. Некоторые вопросы подготовки стандартов за рубежом 23

Информация

- МИХАЙЛОВ К.В., МАРКАРОВ Н.А. 5-я конференция межрегиональной
Ассоциации "Железобетон" 25
- ОРЛОВСКИЙ Ю.И. VIII канадский международный симпозиум
по искусственным бетонным кладочным изделиям 27
- СЕМЧЕНКОВ А.С. Строительные конструкции на основе асбестоцемента ... 29



Москва

Издательство
литературы
по строительству

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080
Издательская лицензия ЛР № 020441 от 14.04.97.

© Стройиздат, журнал "Бетон и железобетон", 1998

В.П.СУЕТИН, Т.Л.ГОЛУБЧИКОВА, Л.И.ДОЛГИХ, инженеры (ОАО "СтройПанельКомплект", г.Пермь); Ю.П.ОЖГИБЕСОВ, канд.техн. наук (НИЦ "Здания" ОАО "ЦНИИС"); Ю.А.КАЛЯДИН, канд.техн. наук, М.В.ПОПОВ, инж. (АО "Пермгражданпроект")

Изготовление теплых стеновых панелей в существующих металлоформах

Значительное повышение нормативных требований к теплозащите зданий в соответствии с новым СНиП П-3-79* "Строительная теплотехника" вызывает необходимость осуществления на предприятиях строительной индустрии комплекса мер по увеличению в 2,5–3 раза теплозащитных качеств выпускаемых наружных стеновых панелей [1].

Для ОАО "СтройПанельКомплект" (г.Пермь), одного из ведущих предприятий Западного Урала по изготовлению комплектов конструкций для крупнопанельных жилых домов и располагающего развитой современной производственной базой, актуальной задачей является перевод существующего производства на выпуск новых теплоэффективных ограждающих конструкций с максимальным учетом и использованием местных условий при наименьших затратах.

На основе анализа имеющихся данных научных исследований, проектно-конструкторских работ и производственного опыта было установлено, что одним из наиболее перспективных направлений по разработке и внедрению эффективных конструкций в соответствии с новыми требованиями теплозащиты является переход на трехслойные наружные стеновые панели с дискретными связями в виде бетонных армированных шпонок [3–7].

Оценка технического состояния ОАО "СтройПанельКомплект" показала, что применение указанного варианта ограждающих конструкций в условиях существующего производства является наиболее эффективным. Наряду с обеспечением новых нормативных теплотехнических требований это позволяет также применять в панелях тяжелый бетон взамен керамзитобетона. Это дает возможность закрыть цех керамзита, пришедший в аварийное состояние вследствие длительной эксплуатации.

Многолетний опыт, накопленный НИЦ "Здания" ОАО "ЦНИИС" [4], показывает, что наряду с разработкой теплоэффективных конструкций максимально учитываются и используются производственные условия заводов-изготовителей (оснастка, оборудование, состав технологических линий, местные строительные материалы, квалификация ИТР и рабочих).

После выполнения комплекса подготовительных работ и выпуска опытной партии изделий-представителей ОАО "СтройПанельКомплект" одним из первых в России и в регионе Урала приступило к серийному производству наружных стеновых панелей 5–16-этажных крупнопанельных жилых домов серии 97 в соответствии с требованиями второго этапа энергосбережения. Указанная работа выполнена совместно с НИЦ "Здания" ОАО "ЦНИИС" и АО "Пермгражданпроект".

Разработанная конструкция трехслойной наружной стеновой панели из тяжелого бетона на дискретных связях в виде армированных бетонных шпонок с эффективным утеплителем из пенополистирольных плит удовлетворяет требованиям ГОСТ 11024-84** "Панели стеновые наружные бетонные и железобетонные для жилых и общественных зданий" и могут быть изготовлены в существующих металлоформах. Новизна технических решений этих панелей защищена патентом и авторскими свидетельствами РФ.

Панели при общей толщине 400 мм имеют наружный и внутренний несущий слои толщиной соответственно 60 и 140 мм из тяжелого бетона класса В22,5 (М300) для 16-этажных и В20 (М250) для 10-этажных зданий с учетом прочностных и противопожарных требований. Средний слой теплоизоляции толщиной

200 мм выполнен из полистирольных плит типа ПСБ-С марки 25 (ГОСТ 15588-86). Эти плиты выпускает цех пенополистирола ОАО "СтройПанельКомплект".

Наружный и внутренний слои панели соединяются дискретно расположенными армированными бетонными шпонками. Размеры, количество и расположение шпонок определяются, исходя из принятых технических решений и размеров панелей, по данным теплотехнических и прочностных расчетов, по результатам статических испытаний фрагментов панелей, а также с учетом величины технологических, транспортных, монтажных и эксплуатационных нагрузок, которые должны восприниматься панелями.

Панели изготовляют "лицом вниз" на технологической линии цеха КПД. Принята следующая последовательность основных технологических операций:

чистка, смазка, сборка и подготовка форм к бетонированию;

установка подъемных петель и нижней арматурной сетки с пластмассовыми фиксаторами толщины нижнего защитного слоя;

укладка бетоноукладчиком бетонной смеси и виброуплотнение нижнего слоя панели;

установка в проектное положение плит пенополистирольного утеплителя и заранее изготовленных бетонных шпонок с тщательной заделкой их в проектное положение в нижнем слое бетона;

установка верхнего арматурного каркаса;

укладка верхнего слоя бетонной смеси и его вибрирование;

заглаживание верхнего слоя затирочной машиной;

предварительная выдержка и тепловая обработка изделий (при температуре изотермического прогрева не более 70°C);

распалубка изделий, их установка на пост отделки и осмотр;

доводка изделий, приемка и маркировка конструкций ОТК.

Разработаны также варианты изготовления отдельных изделий "лицом вверх".

В ОАО "СтройПанельКомплект" совместно с НИЦ "Здания" и АО "Пермгражданпроект" разработан технологический регламент на изготовление трехслойных панелей, в котором учтены результаты опытно-промышленных экспериментов и отработки технологии серийного производства изделий.

АО "Пермгражданпроект" в полном объеме составлены альбомы рабочих чертежей изделий "Серия 97/1,2. Крупнопанельные жилые дома 5,9,10,16-этажные. Наружные трехслойные стеновые панели". Чертежи трехслойных панелей выполнены с учетом требований второго этапа СНиП II-3-79* "Строительная теплотехника", а также результатов изготовления экспериментальных образцов-представителей в ОАО "СтройПанельКомплект".

В результате теплофизических исследований и расчетов, выполненных ранее при испытании фрагментов и крупноразмерных панелей в натуральных условиях [4], НИЦ "Здания" установлено, что приведенное сопротивление теплопередаче наружных стеновых панелей $R_0 > R_{0TP} = 3,5 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{C/Вт}$, что отвечает требованию второго этапа энергосбережения СНиП II-3-79*.

Теплотехнические расчеты показали:

конструкция панелей из условия недопустимости накопления влаги за годовой период эксплуатации и из условия ограничения в ней влаги за холодный период года удовлетворяет требованию теплотехнических норм;

минимальная температура на внутренней поверхности панели против дискретной связи (шпонки) равна $14,7^\circ\text{C}$, что значительно выше температуры точки росы внутреннего воздуха ($t_p = 10,7^\circ\text{C}$);

на внутренней поверхности наружных стеновых панелей в местах теплопроводных включений, в том числе в зонах стыков, минимальные температуры выше точки росы внутреннего воздуха и по температурному режиму удовлетворяют требованиям теплотехнических норм.

В целом результаты проведенной

работы показывают, что изготавливаемые ОАО "СтройПанельКомплект" трехслойные наружные стеновые панели из тяжелого бетона на дискретных связях в виде армированных бетонных шпонок для крупнопанельных жилых домов серии 97 отвечают требованиям ГОСТ 11024-84** "Панели стеновые наружные бетонные и железобетонные для жилых и общественных зданий", удовлетворяют второму этапу энергосбережения СНиП II-3-79* "Строительная теплотехника" и могут применяться в настоящее время и в перспективе при строительстве жилых домов в Перми, Пермской обл. и в других регионах с аналогичными природно-климатическими условиями.

Применение таких панелей позволяет:

обеспечить требования второго этапа СНиП II-3-79* "Строительная теплотехника" и повысить в 2,5 раза теплозащитные качества наружных стеновых ограждающих конструкций жилых домов;

использовать при изготовлении панелей имеющийся парк металлоформ;

организовать производство трехслойных панелей на имеющихся технологических линиях и на действующем оборудовании;

использовать при изготовлении панелей только обычный тяжелый бетон взамен ранее применявшегося керамзитобетона;

снизить общий расход бетона;

для арматурных каркасов сборных шпонок, а также при армировании бетонных слоев изделий использовать обычную арматурную сталь классов А-II, А-III, Вр-I, а также А-I;

исключить применение (как при "гибких связях") дефицитных и дорогостоящих легированных сталей или тщательную металлизацию соединительных элементов каркасов панелей, которая является трудоемкой и дорогостоящей операцией;

обеспечить технологичность изготовления панелей, в том числе устранить "всплытие утеплителя";

добиться требуемой прочности и жесткости конструкций панелей при распалубке, монтаже и транспортировании, а также при эксплуатации зданий, так как становится невозможным смещение бетонных слоев панелей (как при "гибких связях");

обеспечить надежность эксплуатации стеновых конструкций зданий в

условиях знакопеременных температур и влажности утеплителя внутри панелей за счет создания в шпонках гарантированной толщины защитного слоя бетона до арматуры (в соответствии с требованиями ГОСТ 11024-84**).

ОАО "СтройПанельКомплект" также выполняются работы по расширению номенклатуры выпускаемой продукции и освоению изготовления наружных стеновых панелей для каркасных производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий по требованиям второго этапа СНиП II-3-79*. При этом используется опыт освоения технологии изготовления ограждающих конструкций для стен многоэтажных крупнопанельных жилых домов.

Результаты настоящей работы могут быть использованы также в других строительных организациях и на предприятиях строительной индустрии, выпускающих и применяющих наружные стеновые панели для крупнопанельных зданий различного назначения.

Приглашаем к сотрудничеству все заинтересованные организации. Наш адрес: 614041, г.Пермь, ул.Героев Хасана, 45а;

тел. (8-342-2) 45-87-14,

факс (8-342-2) 45-80-01.

129329, Москва, ул.Кольская, 1;

тел. (8-095) 186-03-75,

факс (8-095) 180-41-95.

Библиографический список

1. СНиП II-3-79* "Строительная теплотехника" // Минстрой России, 1995 г.
2. ГОСТ 11024-84** Панели стеновые наружные бетонные и железобетонные для жилых и общественных зданий.
3. Совершенствование теплозащитных качеств стен из трехслойных железобетонных панелей // Обзор. М., ВНИИС, 1985, С. 28-57.
4. Ожгибесов Ю.П., Хабибуллин К.И., Калядин Ю.А. Предложения по улучшению теплозащитных характеристик стеновых конструкций // Бетон и железобетон. — 1996. — № 1. — С. 21-23.
5. Вольнский Б.Н., Лось А.А., Семченков А.С. Рациональные решения стен крупнопанельных зданий в соответствии с новыми требованиями теплозащиты // Бетон и железобетон. — 1996. — № 4. — С. 5.
6. Никитин Е.Е., Сиора В.А., Ипатьев И.А. Теплые панели наружных стен в существующей бортоснастке // Промышленное и гражданское строительство. — 1997. — № 4. — С. 41-42.
7. Ресин В.И., Стрельбицкий В.П., Сахаров Г.П. Энерго- и материально эффективные ограждающие конструкции зданий // Бетон и железобетон. — 1997. — № 6. — С. 3.

Оборудование для решения актуальных градостроительных проблем

Принятая в 1993 г. в Москве программа энергосбережения предусматривает как снижение затрат при производстве строительных материалов, машин и оборудования, так и повышение теплотехнических свойств ограждающих конструкций. Современные многоэтажные жилые здания у нас потребляют и теряют тепла через ограждающие конструкции в 6...8 раз больше, чем в странах Европы. Сегодня в России на отопление существующих зданий ежегодно расходуется 240 млн.т условного топлива, перерасходуется 20...25% энергоресурсов. Измененные требования СНиП диктуют повышение теплозащиты в 3...4 раза, что заставляет поневоле отказаться от традиционных материалов и способов возведения стен зданий.

Второй, не менее важной остается проблема повышения архитектурной выразительности как самих зданий, так и входящих в жилой комплекс территорий, что требует принципиального изменения архитектурно-планировочных решений. Вторая проблема непосредственно сопряжена с третьей — обеспечением экологической чистоты как за счет использования "чистых" материалов, так и путем улучшения микроклимата с помощью комплексного максимального озеленения.

Решение названных проблем, ориентируясь на традиционное крупнопанельное строительство, представляется делом весьма сомнительным. Необходимо искать новые подходы. Нельзя не учитывать также и то, что в настоящее время увеличивается объем индивидуального и коттеджного строительства. В увязке с этим необходимо вести и реконструкцию существующих заводов сборного железобетона.

Известно, что как у нас в стране, так и за рубежом существует большой параметрический ряд оборудования (вибрационного, безвибрационного) для формирования различных строительных изделий. В странах Западной Европы широко распространены высокопроизводительные полностью автоматические технологические линии по изготовлению мелкоштучных изделий широкой номенклатуры: стеновые и перегородочные блоки, блоки перекрытия, тротуарные плиты и камни для мощения, элементы благоустройства и декоративно-художественного оформ-

ления зданий и территорий. Широкая номенклатура и цветовая гамма выпускаемых изделий позволяют удовлетворить все запросы архитектора-проектировщика и решить в комплексе все задачи.

В то же время следует иметь в виду, что в России также имеется и многие годы успешно работает несколько типов вибропрессующего оборудования для изготовления мелкоштучных изделий всей перечисленной выше номенклатуры. Разработаны и широко распространены целые технологические линии; и хотя уровень автоматизации на них несколько ниже, чем на зарубежных, они в десятки раз дешевле последних и со всем не хуже по надежности и качеству как оборудования, так и изготавливаемых изделий.

Самой высокой оценки заслуживают линии серии "Рифей", выпускаемые предприятием "Стройтехника" (г.Златоуст Челябинской обл.). Например, линия "Рифей-универсал" (см. рисунок) — высокопроизводительная компактная механизированная линия для изготовления строительных изделий методом полусухого вибропрессования, награжденная дипломами пяти международных выставок и золотыми медалями ВВЦ. В ее состав входят объемный дозатор для вяжущего, заполнителя и воды, смеситель объемом 300 л, транспортер для подачи смеси в бункер вибропресса, вибропресс с набором сменных матриц для разных изделий, штабелер,

приборы управления. Оборудование размещается на площади 14 м² (без складских помещений). Наличие сменных матриц позволяет выпускать более 30 различных видов изделий высотой от 65 до 250 мм. Часовая производительность такой линии 2,5...3,5 м³ стеновых материалов, или 33...42 м² элементов мощения дорог и площадок.

Среди преимуществ линии можно назвать:

простое управление и обслуживание, не требующие высокой квалификации персонала;

хорошую ремонтпригодность вследствие удобного доступа и простоты разборки каждого агрегата, применения однотипных и недефицитных комплектующих;

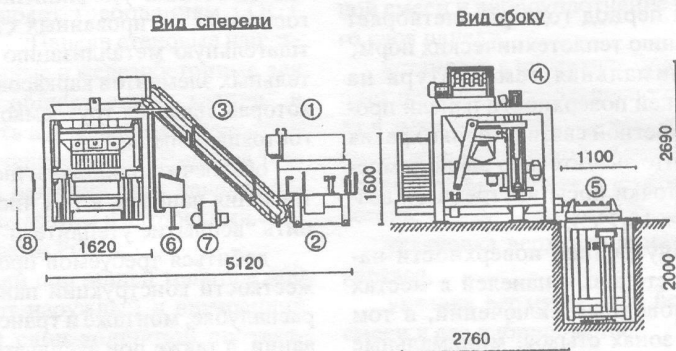
механизированную загрузку поддонов;

высокую компактность;

возможность быстрой (до 1 ч) переналадки линии на другой вид изделия путем смены матриц.

Кроме того, линия позволяет изготавливать широкую номенклатуру изделий высокой точности и красивого внешнего вида, а также использовать практически любые местные материалы — песок, золы, шлаки, керамзит или другой пористый наполнитель, отсеви щебня, опилки, солому при достижении на основе цементов и других вяжущих прочности от 5 до 60 МПа.

Линия может быть введена в эксплуатацию всего за несколько суток с



Линия "Рифей-универсал"

1 — объемный дозатор для вяжущего, заполнителя и воды; 2 — смеситель объемом 300 л; 3 — транспортер подачи смеси от смесителя в бункер вибропресса; 4 — вибропресс с набором сменных матриц для разных изделий; 5 — штабелер; 6 — пульт управления; 7 — маслостанция; 8 — электрошкаф

минимальными затратами и окупится в течение полугода. Стоимость такой линии составляет 50...60 тыс. долл. При изготовлении достигается оптимальный расход исходных материалов вследствие рациональной пустотности изделий, использования полусухих смесей с минимальным водоцементным отношением, что позволяет максимально использовать тепловыделение твердеющего материала и, как правило, обходиться без затрат тепла на термообработку.

Рассмотрим теперь, как выпускаемая номенклатура изделий обеспечивает решение трех названных в начале статьи проблем.

Тротуарная плитка различного размера, формы и цвета в сочетании с разнообразными бордюрными камнями позволяет получать огромное количество вариантов оформления прилегающих к зданиям территорий, скверов, полисадинок. Решетки для укрепления газонов, тротуарная плитка, уложенная с пространством для травы, позволяют сохранить природную растительность в наиболее удобной для человека форме. Интересно применение вазонов, рамок, решеток для укрепления стен и откосов, для создания простых цветников и клумб, для возведения опорных, ветро- и шумозащитных стен. Все это повышает архитектурную выразительность и поддерживает экологическую чистоту. Не случайно на Западе давно заменили асфальтовые покрытия бетонными — не приходится дышать нефтяными испарениями, а доля цемента в составе бетона, как правило, незначительна, да и находится он в неактивной форме.

Использование принципиально нового стенового материала, совмещающего высокую несущую способность с максимальными теплоизоляционными свойствами, будет способствовать решению проблемы повышения теплозащитных параметров стен. Такая задача может иметь многовариантное решение при использовании метода полусухого вибропрессования:

изготовление пустотных блоков из бетона, в том числе поризованного, с различного рода легким наполнителем (природным или искусственным);

получение тех же блоков из разнообразных отходов (органических и минеральных) местных производств. Здесь могут пойти в дело опилки, солома, гузопая, подсолнечная шелуха, дробленая древесина, магнезитовая, доломитовая и другая минеральная мука, отходы камнепиления, золы, шлаки и их смеси и т.п.;

формование комплексных несущее-

теплоизоляционных блоков (термоблоков) с каркасом из плотного, вплоть до высокопрочного, бетона с заполнением пустот в них эффективным утеплителем — пенополистиролом.

Последний вариант наиболее пригоден как для многоэтажного строительства, так и для изготовления не только стеновых блоков, но и блоков перекрытий. В этом направлении в НИИЖБ ведется работа по созданию конструкций для возведения стен с "сухим стыком", т.е. сборка дома из блоков путем их пристыковки друг к другу, как в детских игрушках. Для этого блоки должны иметь соответствующие выступы, которые фиксируются в пазах последовательно устанавливаемых изделий. Наиболее эффективным утеплителем здесь следует считать блочный пенополистирол, который закладывают в отдельный блок. Это позволяет исключить дополнительный мокрый процесс, обычно неизбежный при заливке блоков каким-либо теплоизоляционным бетоном. Сегодня плитный пенополистирол не является дефицитным материалом: в Москве и Санкт-Петербурге ряд фирм уже широко его выпускает с плотностью от 10 до 50 кг/м³.

В Европе 68% производимого полистирола используется в качестве теплоизоляционного материала, в Финляндии этот процент еще выше. При этом расчеты показывают, что по эффективности вложения в тепловую изоляцию в 4...5 раз выше, чем в разработку новых месторождений топливно-энергетических ресурсов. Пенополистирол как утеплитель и гидроизолятор для стен, потолков и крыш не только обладает теплоизоляционными свойствами, но и не плесневеет, имеет высокую прочность на сжатие. При коэффициенте теплопроводности пенополистирола, равном 0,041 Вт/(м °С), комбинированный стеновой блок при толщине 380 мм позволит обеспечить требования СНиП по теплоизоляции стены, что соответствует толщине стены в 3,5 кирпича (875 мм).

Прессование каркаса блока из мелкозернистого бетона позволяет повысить архитектурную выразительность зданий, так как при этом может быть создана поверхность с разным рельефом, путем скола части стенки получать поверхность "под колотый гранит", используя одновременно широкую цветовую гамму.

Обширная номенклатура изделий, изготавливаемых методом полусухого вибропрессования, требует использования материалов с самыми разными прочностными, тепло- и гидроизоля-

ционными свойствами. Для покрытия дорог требуется материал с высокой морозо- и солестойкостью, хорошо противостоящий истиранию. Для стеновых материалов эти требования существенно снижаются. Все это может быть достигнуто путем создания разной структуры материала — от сверхплотной до максимально пористой. И здесь чрезвычайно плодотворным оказалось сотрудничество предприятия "Стройтехника", выпускающего оборудование, и НИИЖБ — головного института РФ в области бетона и железобетонных конструкций.

В настоящее время одна из последних модификаций линии "Рифей-универсал" установлена в производственном цехе НИИЖБ. На ней отработываются новые технологические решения по созданию перспективных дорожных и стеновых материалов, а также совершенствуются отдельные узлы оборудования. налажен выпуск серийной продукции. В то же время НИИЖБ обеспечивает заказчиков требуемой нормативно-технической документацией по всей номенклатуре выпускаемых изделий, решает бетоноведческие задачи.

Часто говорят о возможном удорожании строительных работ при использовании мелкоштучных изделий. Здесь следует дать некоторые пояснения. Во-первых, возведение стены из блоков существенно менее трудоемко, чем из кирпича. Современными же крупными панелями станет невозможным применять из-за несоответствия их новым требованиям теплотехники. Во-вторых, для мощения широких дорог и площадок изделиями из мелких фигурных камней или брусчатки уже созданы машины, позволяющие укладывать одновременно почти квадратный метр плитки. Нельзя забывать и о том, что мощение дорог тротуарной плиткой требует освоения технологии укладки. Только правильно подготовленная поверхность и заполнение швов связующим материалом обеспечивает равномерное распределение нагрузки по поверхности плит, когда каждая отдельная плитка получает опору и поддержку со стороны соседних. Прочность основы определяется характером предполагаемых нагрузок.

НИИЖБ оказывает любую научно-техническую и практическую помощь в приобретении оборудования и освоении выпуска продукции. Обращаться по адресу: 109428 Москва, 2-я Институтская, 6. НИИЖБ, лаб. № 24. Тел. 174-72-04; т/ф 174-78-02.

В.Д. КОПЫЛОВ, канд. техн. наук, проф. (МГСУ)

Формирование напряженного состояния бетона в процессе термообработки

В процессе твердения бетона, особенно при тепловом воздействии, вследствие структурных, температурных и влажностных изменений в нем возникают и формируются внутренние напряжения. Причем они появляются при отсутствии условий для свободного протекания деформаций.

Напряженное состояние твердеющего бетона формируется под влиянием целого комплекса протекающих в нем процессов, обуславливающих различные по знаку и величине напряжения. К ним относятся: осадка бетона; седиментационная, контракционная и влажностная усадки; характер температурного поля; явления, возникающие вследствие температурного расширения компонентов бетона; интенсивность структурообразования (рост кристаллической составляющей и формирование прочностного поля по объему конструкции, препятствующих свободному протеканию деформаций). Кроме внутренних препятствий деформациям (и в первую очередь температурному расширению), существуют и внешние, к которым относится опалубка, обеспечивающая соответствие размеров возводимой конструкции проектным. Опалубку рассчитывают на восприятие различных статических и динамических нагрузок, возникающих при укладке и уплотнении бетонной смеси. Их величины достигают $1,5 \text{ кг/см}^2$, что значительно превышает давление, образуемое при разогреве бетона. При подъеме температуры в бетоне под влиянием комплекса протекающих процессов в нем формируется сложное напряженное состояние. Характер, распределение и величина напряжений по объему конструкций обуславливается комбинацией воздействующих факторов и количественной характеристик каждого. Поэтому величина и даже характер напряжений в различных зонах кон-

рукции в каждый момент времени не являются постоянными и изменяются.

Существенную роль в формировании напряженного состояния играет направление подачи тепла в бетон. При внутреннем подводе тепла (сквозной электропрогрев) разогрев бетона, осуществляемый сразу после укладки и уплотнения смеси, вызывает стремление всех его компонентов увеличить свой объем в соответствии с коэффициентом температурного расширения. В этот же период протекают процессы, обуславливающие уменьшение объема бетона (в первую очередь, контракционная усадка). Как правило, преобладающими являются деформации расширения. Однако свободному их проявлению препятствует опалубка. Расширение может происходить только в сторону неопалубленной, главным образом верхней поверхности. Увеличению размеров основного объема конструкции (кроме поверхностного слоя) в вертикальном направлении препятствует воздействие массы вышерасположенного бетона. Причем величина этой нагрузки в различных по высоте зонах конструкции неодинакова. Давление же, возникающее в бетоне от стремления к расширению нагреваемой паровоздушной смеси, во всех зонах практически одинаково. Исключение наблюдается только в верхнем слое конструкции, величина которого зависит от характеристик бетонной смеси, параметров и условий разогрева. Наибольшая толщина этого слоя имеет место при разогреве в условиях исключенного массообмена бетона с окружающей средой. В зонах конструкции, расположенных ниже этого слоя, давление паровоздушной смеси одинаково. Соответственно формируются внутренние

сжимающие напряжения. По высоте верхнего ("деятельного") слоя они распределяются по треугольнику, а ниже — по прямоугольнику.

Но указанное изменение внутренних напряжений характерно только для периода разогрева бетона в условиях исключенного массообмена с окружающей средой. При разогреве в условиях ограниченно-свободного массообмена (верхняя поверхность открыта) в верхнем слое одновременно с расширением протекают влажностные усадочные деформации. Причем по высоте слоя они неодинаковы и имеют характер усеченного конуса вершиной вниз, что вызывает растягивающие напряжения, непостоянные по высоте. В то же время существующая еще пластичность бетона позволяет протекать усадке довольно свободно, без возникновения ощутимых растягивающих напряжений. При потере пластичности бетона в этом слое наблюдается сложное напряженное состояние: растягивающие напряжения вверху и сжимающие — внизу.

Экспериментально-аналитическими исследованиями установлено, что при скорости разогрева 60°C/ч до температуры 80°C толщина верхнего "деятельного" слоя бетона составляет около 12 см, а максимальные сжимающие напряжения, возникающие в нижнем сечении этого слоя и в нижележащем объеме бетона, не превышают 25 г/см^2 . Однако вследствие еще достаточно высокой пластичности и недостаточной прочности бетона в этот период происходит релаксация напряжений, и величина их существенно уменьшается, а в начале изотермического выдерживания выравнивается по всему объему конструкции. Необходимо иметь в виду также, что высокий темп повышения температуры вызывает интенсивное выделение

экзотермического тепла уже после окончания разогрева бетона, что может привести к изменению температурного поля и, в частности, к превышению заданной температуры прогрева (особенно в центральных зонах), и вызвать некоторое повышение напряжений в этих зонах по сравнению с периферийными. Но и в этом случае, вследствие миграции влаги и паровоздушной смеси под действием температурного градиента и перемещения их в "резервные" поры и капилляры, расположенные в периферийных зонах, произойдет повторное выравнивание напряжений. Кроме того, это обеспечивает перераспределение напряжений и сравнительно неравномерное нарастание прочности бетона по объему конструкции. При разогреве с малыми скоростями (около 20°C/ч) величины напряжений значительно меньше, но их максимум достигается к моменту приобретения бетоном определенной прочности и полной потери пластичности, когда релаксация напряжений протекает незначительными темпами.

При наличии опалубки, препятствующей расширению бетона, возникающее в бетоне при разогреве давление обуславливает появление внутренних напряжений и формирование напряженного состояния. Причем при равномерном нагреве всего бетона давление возникает и возрастает идентично во всех частях конструкции и, следовательно, напряжения будут максимальны (для данных конкретных условий) и одинаковы. Естественно, при возможности частичного выхода паровоздушной смеси из периферийных зон конструкции давление в них будет меньше по сравнению с внутренними зонами. Это приведет к перераспределению напряжений и выравниванию их по всему объему бетона на более низком уровне.

При неравномерном нагреве бетона (что имеет место при периферийном электропрогреве, всех способах обогрева и твердении бетона в условиях жаркого климата) различное по объему конструкции давление выравнивается в результате перемещения паровоздушной смеси в "резервные" поры и капилляры. Меньшего диамет-

ра, а также по имеющимся или образовавшимся из-за разрушения межпоровых перегородок капиллярам в зону меньшего давления. Величина выравненного давления меньше максимального возможного давления в наиболее нагретых зонах и, следовательно, меньше сжимающие напряжения. Кроме того, постоянное изменение давления и неравномерное нарастание прочности бетона по объему конструкции обеспечивают перераспределение напряжений и формирование более благоприятного напряженного состояния. Поэтому нельзя считать правильным существующее мнение об отрицательном влиянии неравномерного разогрева бетона на свойства и качество конструкций.

Напротив, неравномерное повышение температуры по объему конструкции и неодновременное достижение ее максимальной величины в различных частях конструкции обуславливает значительно меньшие величины давления по сравнению с равномерным разогревом всего объема бетона и, следовательно, меньшие величины напряжений и более благоприятное напряженное состояние конструкции.

Как правило, при сквозном электропрогреве вследствие комплексного влияния ряда факторов температура бетона в центральных зонах конструкции превышает температуру в периферийных слоях. Соответственно, неодинаков темп роста прочности и увеличения напряжений. Поэтому, несмотря на частичное перераспределение и релаксацию напряжений, после затвердения бетона величина их в центральных зонах выше, чем в периферийных. Внутреннее напряженное состояние, сформированное в процессе твердения, в затвердевшем материале может сохраниться довольно длительный промежуток времени. Следовательно, препятствие расширению основной массы бетона при разогреве способствует возникновению в затвердевшем бетоне сжимающих напряжений по всему объему конструкции. Характер влияния напряжений на работу конструкции зависит от вида нагрузки. Так, при воздействии растягивающих нагрузок эти сжимающие

внутренние напряжения повышают несущую способность конструкции, а при работе ее на сжатие — понижают.

При других направлениях теплового потока характер напряжений будет иной. Подача тепла снаружи (периферийный электропрогрев, обогрев в термоопалубке, инфракрасными лучами и т.п.) обуславливает более сложный процесс формирования температурного поля: на ранней стадии разогрева поверхностные слои бетона имеют температуру выше, чем внутренние; по мере дальнейшего разогрева периферийных зон тепло передается во внутренние зоны, повышая их температуру, провоцирует интенсификацию экзотермического тепловыделения. Вследствие этого температура бетона по объему конструкции выравнивается, а затем происходит превышение температуры в центральных зонах по сравнению с периферийными. Соответствует формированию поля характер нарастания прочности по объему конструкции: вначале — интенсивный рост прочности материала в поверхностных зонах с последующим увеличением прочности в других зонах; на более поздней стадии — интенсивнее растет прочность в центральных зонах конструкции и в какой-то момент времени может превышать прочность бетона в периферийных зонах.

В соответствии с этим будет формироваться напряженное состояние. На ранней стадии прогрева достигшие некоторой прочности поверхностные слои бетона будут препятствовать расширению позже разогреваемых центральных зон и подвергаться определенному давлению, которое вызывает в них растягивающие напряжения. Однако эти напряжения сравнительно невелики, так как на ранней стадии прогрева объем бетона, обладающего прочностью, мал, но и мало давление, возникающее вследствие стремления к расширению нагретой внутренней части бетона. Одновременно с повышением внутреннего давления (вследствие увеличения объема разогреваемого бетона и его температуры) возрастают прочность и объем материала, приобретающего достаточную для восприятия определенного давления

прочность. Возрастают и напряжения: растягивающие в периферийных зонах и сжимающие — в центральных.

Изменение характера и величины внутренних напряжений происходит вследствие деформаций или ползучести бетона, уменьшающих или снимающих напряжения. Под ползучестью понимают неупругие деформации, т.е. увеличение во времени деформаций при неизменной нагрузке. Физическая природа ползучести бетона в настоящее время не раскрыта полностью, и существуют различные взгляды на сущность этого явления. Однако достоверно установлено, что увеличение в цементах содержания C_3A и C_4AF , вызывающих повышение количества кристаллической составляющей в цементном камне, приводит к уменьшению ползучести бетона. При увеличении водоцементного отношения ползучесть возрастает. Повышается она и с ростом содержания цемента в бетоне. Рядом исследователей выявлено, что при растяжении ползучесть бетона на 20...30% выше, чем при сжатии. Объясняют это влиянием микродефектов структуры бетона, неизбежно возникающих в нем при растяжении, особенно в молодом возрасте. Причем чем меньше возраст бетона, тем больше деформации ползучести. Сущность этой зависимости можно объяснить тем, что с увеличением возраста бетона увеличивается его прочность и уменьшается содержание геля. Опытами отдельных авторов показано существенное влияние влажности бетона на ползучесть: по мере ее уменьшения ползучесть возрастает.

Сказанное о ползучести бетона интересно нам вследствие взаимосвязи ее со способностью бетона к релаксации напряжений. Существующие взаимосвязи ползучести и релаксации напряжений в бетоне позволяют аналитически, по известной ползучести, прогнозировать величины релаксации напряжений.

Способность бетона к релаксации напряжений, особенно в ранние сроки твердения, обеспечивает уменьшение их величины при тепловой обработке, перераспределение по всему объему конструкции и формирование

более благоприятного состояния, и ее необходимо учитывать при выборе способа и назначении режимов термообработки. В то же время нельзя не учитывать напряжений, формирующихся в конструкциях при остывании после окончания термообработки и в результате массообмена с окружающей средой после распалубливания конструкций.

В процессе остывания бетона каждая элементарная частица стремится уменьшить свой объем в соответствии с коэффициентом температурного сжатия. Кстати, последний у всех компонентов различен. Впрочем, неодинаков он и у заполнителей из различных материалов (гранит, известняк, кварц и др.). Помимо этого, при остывании в распалубленном состоянии происходит испарение воды из бетона и сопутствующая ему влажностная усадка растворной части. Связь, существующая между заполнителем и растворной частью, препятствует уменьшению их объемов. Поэтому в бетоне возникают растягивающие напряжения. Причем, чем меньше прочность бетона к моменту начала остывания, тем ниже напряжения. Объясняется это большей релаксацией напряжений за счет деформаций и "пластичности" цементного камня.

Кроме того, необходимо иметь в виду, что при остывании бетона находящаяся в порах и капиллярах вода и паровоздушная смесь уменьшаются в объеме на большую величину, чем твердые составляющие (так как коэффициент температурного сжатия у последних меньше, чем у воды и паровоздушной смеси). Поэтому в закрытых порах и капиллярах создается разрежение, препятствующее сжатию системы и снижающее растягивающие напряжения в твердом скелете бетона. Сложное напряженное состояние, формирующееся в процессе остывания бетона после окончания тепловой обработки, может играть как отрицательную, так и положительную роль, что зависит от характера напряжений и прилагаемых нагрузок.

Неблагоприятное влияние на эксплуатационные свойства и долговечность конструкций оказывают внутренние растягивающие напряжения

при: 1) их величинах, больше критических (т.е. тех, которые может воспринимать бетон), что приводит к возникновению трещин в конструкциях даже без приложения внешних растягивающих нагрузок; 2) их значениях, меньше критических, но при воздействии внешних нагрузок, вызывающих растягивающие усилия во всей конструкции или ее части, образование трещин начинается при меньших, по сравнению с расчетными, нагрузками и, следовательно, уменьшается несущая способность конструкции.

Положительную роль внутренние растягивающие напряжения играют при их величинах, меньше критических, и приложении к конструкции нагрузок, вызывающих сжимающие усилия. В этом случае бетон может воспринять нагрузки больше расчетных, что увеличит несущую способность конструкции. Следовательно, внутренние напряжения, возникающие в процессе остывания бетона после окончания термообработки, целесообразно учитывать при расчете конструкций.

С целью уменьшения давления, возникающего при разогреве бетона, необходимо снизить его водосодержание. В процессе приготовления в бетонную смесь вводится значительно больше воды, чем требуется для нормального протекания физико-химических процессов. Значит, на ранней стадии твердения из бетона, не имеющего еще сформировавшейся структуры, можно безболезненно для твердения и с пользой для формирования структуры удалить некоторое количество воды. Кроме того, целесообразно обеспечить в процессе его разогрева также беспрепятственное удаление расширяющихся паровоздушной смеси и пара. Следовательно, выбор оптимальных параметров и условий выдерживания бетона при интенсификации твердения для каждого конкретного случая (условий окружающей среды, способа и направления подвода тепла, типа конструкций и т.п.) обеспечивает получение высококачественных и долговечных конструкций и элементов зданий и сооружений.

Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов при нагрузках типа сейсмических

Для оценки прочности и деформативности железобетонных конструкций были проведены испытания изгибаемых железобетонных элементов на статические, динамические и циклические нагрузки*.

Результаты испытаний и расчета приведены в таблице. Образцы испытаны на статические и циклические нагрузки. На малоцикловые нагрузки испытаны образцы балок БП-4, БТ-4 в шести циклах $\pm 15\text{KN}$. Прочностные и деформативные характеристики бетона и арматуры определяли по испытаниям контрольных образцов и призм. Определены прочности бетона на сжатие R_b и растяжение R_{bt} .

Получены опытные диаграммы деформирования арматуры, имеющие площадку текучести. Значения деформации арматуры в конце площадки текучести находилась в пределах $0,0097 \div 0,0138$.

Среднестатистические характеристики бетона приняты в зависимости от R_b : $\sigma_{bn} = 0,85R_b$, $\epsilon_{btu} = 2R_{bt}/E_b$.

Опытные образцы представляли собой железобетонные балки прямоугольного и двутаврового поперечного сечения высотой $h=36\text{см}$ и длиной $l=100\text{см}$. Армировались балки вязаными каркасами. Серии балок I-IV армировались высокопрочной низколегированной горячекатанной пе-

риодического профиля арматуры класса А-IV. Балки серий V армировались стержневой горячекатаной периодического профиля арматурой класса А-III. Балки всех серий изготавливались из тяжелого бетона, и испытания проводились на специальном стенде.

Нагружение опытных образцов производилось ступенями, равными $1/10$ и $1/20$ от ожидаемой разрушающей нагрузки в режиме малоциклового нагружения. Отсчеты по приборам снимались в начале и в конце выдержки, что давало возможность определить деформации бетона, арматуры и прогибов. Относительные деформации бетона, арматуры и прогибов балок измерялись вплоть до исчерпания их несущей способности, что характеризовалось раздроблением бетона сжатой зоны балок.

В сериях балок I, II, IV напряжения во всей растянутой арматуре при разрушении опытных образцов превышали условный предел текучести, а в серии V в нижних двух рядах арматуры (класса А-III) возникали деформации, соответствующие площадке текучести. В серии I деформации растянутой арматуры достигли величины $2,2\%$. При этом значения ξ_R относительной высоты сжатой зоны бетона при разрушении балок изменялись в пределах $0,128 \div 0,134$. Сжатая зона при исчерпании несущей способности двутавровой балки находилась в пределах полки. Средние деформации растянутой арматуры в сериях I и IV

несколько превышали значения, соответствующему условному пределу текучести, и достигали величины $0,65\%$. Значения деформации при разрушении образцов изменялись в пределах $0,302 \div 0,476$. Нейтральная ось при разрушении двутавровой балки проходила ниже полки. В балках III серии средние деформации арматуры не превышали $0,4\%$, практически сталь в них работала в упругой стадии. Относительная высота сжатой зоны бетона ξ_R при разрушении балок III серии достигла величины $0,595$ в двутавровых и величины $0,437$ в прямоугольных. В нижней арматуре балки V-ой серии средние относительные деформации достигли величины $0,9\%$.

Анализ теоретических разрушающих моментов, вычисленных по работе* и опытных для балок серии I-IV (табл.), армированных высокопрочной сталью класса А-IV, не имеющей площадки текучести, позволяет дать сравнительную оценку использования высокопрочной арматуры в балках прямоугольного и двутаврового сечений и оценить влияние формы сечения на границу перearмирования элемента при чистом изгибе.

Измерение деформации арматуры вплоть до разрушения опытных образцов позволило выявить значения напряжений в арматуре при снижении и исчерпании несущей способности элементов. Эти значения в опытах были определены по исходной диаграмме деформирования стали при растяжении

* Нурмаганбетов Е.К. Деформирование железобетонных конструкций при сейсмических нагружениях. — Санкт-Петербург: Стройиздат, 1998. — 56 с.

№№ п/п	Серия опытных ба- лок	Шифр опытных об- разцов	M_p^{OT} ТМ	$M_{SW(P)}^T$ ТМ	$\frac{M_p^{OP} - M_{SW}^T}{M_{SW}^Y} 100\%$
1	I	БП-1	10,15	9,42	7,74
2	I	БТ-1	10,40	9,51	9,35
3	II	БП-2	20,05	20,93	-4,20
4	II	БТ-2	19,70	19,87	-0,86
5	III	БП-3	28,75	28,43	1,02
6	III	БТ-3	23,90	22,85	4,59
7	IV	БП-4	16,75	17,83	-6,05
8	IV	БТ-4	16,10	16,41	-1,89
9	V	БП-5	19,20	19,28	-0,41
10	V	БТ-5	19,80	19,16	3,34

и фактических при деформациях арматуры, полученных в процессе испытания железобетонных балок вплоть до их разрушения и исходя из величины опытного разрушающего момента M_p^{OT}

Определялись средние деформации арматуры при разрушении прямоугольных и двутавровых поперечных сечений балок. Результаты этих измерений для образцов имели различную высоту сжатой зоны бетона при разрушениях. Величина деформации определялась по значениям опытного изгибающего момента при разрушении M_p^{OT} , принимая равномерное распределение напряжений в бетоне сжатой зоны. При одних и тех же величинах деформации арматуры при разрушениях в элементах таврового сечения несколько больше, чем в элементах прямоугольного сечения. При этом с уменьшением величины деформации эта разница уменьшается и для слабоармированных элементов почти отсутствует. Так, при значениях деформации 0,4; 0,3 и 0,2 деформации арматуры элементов таврового сечения превышает их значе-

ния для элементов прямоугольного сечения соответственно в 1,36; 1,24 и 1,06 раза. Различие в величинах предельных деформаций арматуры при одной и той же высоте сжатой зоны бетона говорит о том, что граница армирования в элементах таврового сечения выше, чем в элементах прямоугольного сечения.

Относительная высота сжатой зоны бетона в образцах определялась по показаниям электротензодатчиков, наклеенных по высоте сечения на боковой поверхности балки. Эта методика позволила измерять деформации по высоте сжатого бетона как в сечениях с трещиной, так и между ними вплоть до разрушения элемента. Опытные величины средних деформаций сжатого бетона ε_s и растянутой арматуры ε_a принимались по их диаграммам деформирования соответственно на тех уровнях однократного или малоциклового нагружения, при котором определяется средняя относительная деформация ε_{cp} . Характер изменения относительных высот сжатого бетона в балках с различным процентом армирования имеет свои

особенности. В балках I-ой серии с малым процентом армирования при образовании трещины происходит резкое уменьшение относительной высоты сжатого бетона. При дальнейшем повышении малоцикловой нагрузки изменение деформации незначительно до относительных уровней

$$\left(M_{SW}^T / M_p^{OP} = 0,8 \right),$$

т.е. происходит стабилизация деформаций. В стадии, близкой к разрушению

$\left(M_{SW}^T / M_p^{OP} > 0,8 \right)$ сжатой зоны бетона и, наконец, разрушение его. В среднеармированных и сильноармированных балках наблюдается постоянство значений до уровня нагружения

$$\left(M_{SW}^T / M_p^{OP} \approx 0,3 \right).$$

В двутавровых балках этих серий в стадиях, близких к разрушению, происходит даже увеличение относительной высоты сжатой зоны бетона.

Таким образом, применение изгибаемых железобетонных элементов двутаврового сечения позволяет повысить уровень микроразрушений и отделяет начало нарушения сплошной структуры сжатого

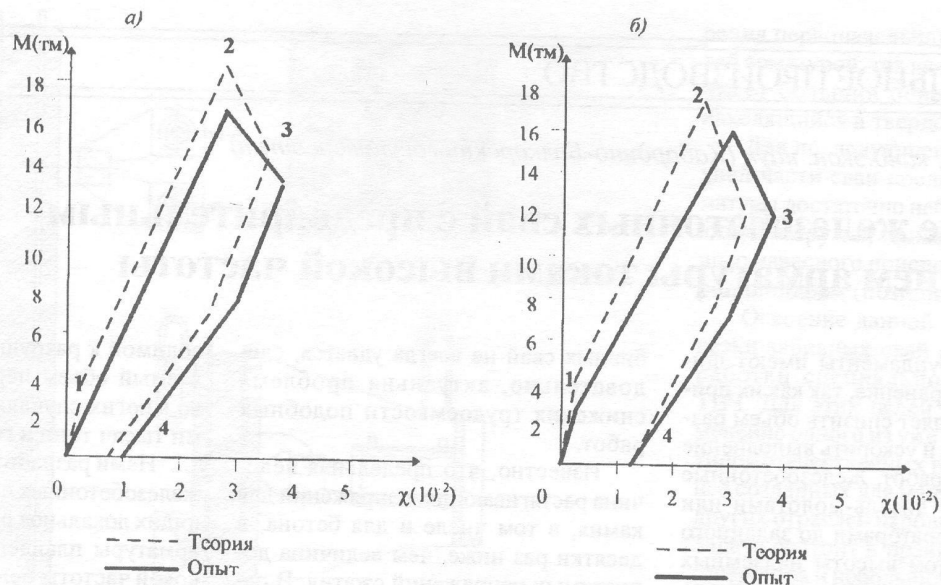


Рис. 1. Сравнение экспериментальных и расчетных диаграмм деформирования изгибаемых железобетонных элементов:

а — для балки БП-4; б — для балки БТ-4

бетона. Это подтверждается также анализом эпюр напряжений в сжатом бетоне железобетонных балок прямоугольного и двутаврового сечения, который показывает, что при одинаковом относительном уровне нагружения величины максимальных напряжений в бетоне сжатой зоны двутавровых балок меньше, чем в балках прямоугольного сечения.

В процессе малоциклового нагружения типа сейсмических в образцах железобетона в растянутой зоне образуются трещины и при дальнейшем нагружении бетон между трещинами удлиняется, а между берегами трещин сохраняются некоторые бетонные связи. При разгрузке происходит закрытие трещин в железобетонном элементе. После полной разгрузки напряжений сжатия дальнейшее деформирование железобетонного элемента ведет к возникновению в бетоне напряжений растяжения.

При начальном сейсми-

ческим нагружением в железобетонной балке IV серии в режиме первого полупериода ($M_i > 0$) сжатая зона бетона с арматурой становится растянутой, а растянутая зона бетона во втором полупериоде ($M_i < 0$) превращается в сжатую. На действительной расчетной диаграмме деформирования балки (рис. 1) показана восходящая ветвь нагружения 1-2 и нисходящая ветвь разгрузки 2-3-4.

Действительная расчетная диаграмма деформирования железобетонной конструкции зависит от интенсивности сейсмической нагрузки, формы поперечного сечения элемента, классов бетона и арматуры, процента армирования балки. На рис. 1, а, б показаны фактические изменения напряженно-деформированного состояния опытных образцов (III, IV серий) на ветвях нагрузки и разгрузки и хорошо согласуются с аналитическими зависимостями, предложенными в работе.*² Связь на-

пряжений и деформаций бетона и арматуры с кривизной при поэтапном изменении значений моментов рассматриваются на границах отрезков.

Цифрами 1-2-3-4 обозначены характерные точки на диаграмме "М-χ" деформирования опытных образцов. Эти точки соответствуют образованию и закрытию трещин в зонах растяжения и сжатия при сейсмических нагружениях железобетонной балки до заданного уровня моментом M_i . Например, $M_1 = 0$ при разгрузке; при образовании трещин в бетоне сжатой зоны $M_2 = -M_1$; при зажатии трещин момент обратного знака ($-M_3$). Поэтому действительная работа железобетонной балки при землетрясениях различной интенсивности разбивается на характерные участки, для которых деформирование бетона и арматуры описываются отдельными кривыми или мелко-линейными диаграммами.

М.Н.КОКОЕВ, канд.экон. наук (Кабардино-Балкарский госуниверситет)

Срезание железобетонных свай с предварительным плавлением арматуры токами высокой частоты

Свайные фундаменты имеют широкое распространение, так как их применение позволяет снизить объем работ по разрыхлению грунта и ускорить выполнение строительных работ. Железобетонные сваи забивают дизель-молотами или погружают вибраторами до заданного отказа. При этом высоты надземных частей свай оказываются различными. Их выравнивание производят удалением лишней части свай.

Срезку непогруженной части свай осуществляют в несколько приемов. Сначала разрушают отбойными пневматическими молотками бетон сваи на заданной отметке, а затем производят срезку арматуры с помощью газовых резаков. Эти работы трудоемки и малопродуктивны, а поверхность среза сваи получается рваной. На таких срезах допускается устройство только монолитных ростверков.

В МГСУ была разработана новая конструкция забивной сваи, которая объединяет оголовок (капитель) и ствол сваи [1]. В этом случае устройство фундамента сводится к выполнению двух строительных операций: погружению забивной сваи-капители до проектной отметки и монтажу надземных конструкций возводимого здания на свае, погруженной до необходимой высоты надземной части. Способ погружения свай до проектной отметки разработан в НИИПромстрой и внедрен на некоторых стройках Подмосковья.

Различие по высоте выступающих частей свай при их забивке до заданного отказа зависит от инженерно-геологических условий строительной площадки, поэтому погрузить сваи в грунт до проектной отметки не всегда удается. Этого трудно добиться, например, при работе на валунно-галечных грунтах или когда слой осадочных пород покрывает коренные породы, верхняя граница которых близко подходит к поверхности и залегает на разной глубине в пределах одной площадки. Такие условия характерны, в частности, для многих мест Северного Кавказа, Южного Урала, Алтая, юго-восточной части Сибири и других районов РФ. Таким образом, исключить обрезку за-

бивных свай не всегда удается, следовательно, актуальна проблема снижения трудоемкости подобных работ.

Известно, что предельная величина растягивающих напряжений для камня, в том числе и для бетона, в десятки раз ниже, чем величина допустимых напряжений сжатия. В работе [2] проведено исследование механических свойств каменных материалов более десяти видов. Установлено, что их средняя прочность на разрыв равна 3,4 МПа, что в 33,5 раза ниже прочности пород на сжатие. Кроме того, камень разрушается при малой линейной относительной деформации, которая в среднем равна 0,32%. Из этого следует, что количество энергии, необходимое для разрушения камня под действием растягивающих напряжений, соответствует 0,001 того количества, которое требуется для его разрушения при сжатии. Однако несмотря на то, что бетон плохо противостоит растяжению, ровно срезать или отломить верхнюю часть сваи в заданном месте не удается из-за наличия арматуры.

Отметим, что попытки использования высокочастотного нагрева для разрушения бетона были предприняты во Франции еще в конце 1970-х годов [3]. Но в этих опытах ставилась задача по разрушению не арматуры, а самого бетона за счет интенсивного высококачественного прогрева его массы с целью дегидратации цементного камня и выделения паров воды, давление которых должно было разрушать бетон. Возможность плавления арматуры в локальной зоне таким способом не рассматривалась. Исходя из цели, предполагалось использовать электромагнитное поле очень высокой частоты, равной сотням мегагерц, аналогично тому, как это происходит в микроволновых печах. Представляется, что хотя в методе французских ученых физический подход правилен, практически он не скоро найдет применение из-за очень высокой цены киловатт-часа сверхвысокочастотной энергии, под-

водимой к разрушаемому бетону, желаемый объем переработки которого во многих случаях измеряется сотнями тысяч тонн в год.

Нами разработан способ срезания железобетонных свай, предусматривающий локальное разрушение стальной арматуры плавлением ее токами высокой частоты непосредственно внутри железобетона, т.е. *in situ*.

Схема способа представлена на рисунке. Предварительное плавление арматуры в заданном месте намного упрощает последующее разрушение сваи и повышает точность и качество среза. С этой целью на сваю устанавливают одно- или многовитковый индуктор, подключенный к генератору токов высокой частоты (ТВЧ). Индуктор размещают так, чтобы максимальная напряженность генерируемого им поля приходилась на выбранное место разрушения арматуры внутри сваи (позиция *a* на рисунке).

Известна связь между частотой тока в индукторе и поперечными размерами металлической детали, которую хотят нагревать до высокой температуры, — чем меньше размеры нагреваемой детали, тем выше должна быть частота тока [4]. В случае нагрева стальной арматуры до плавления необходимо рассматривать две стадии процесса. При нагреве до точки Кюри (около 770°C) в расчете поглощаемой мощности учитывают электропроводность материала и его магнитную проницаемость. При нагреве выше этой точки, когда магнитная проницаемость стали снижается до 1, учитывают только электропроводность металла при соответствующей температуре. Для дальнейшего нагрева металлической арматуры до плавления частота генератора должна быть существенно выше 0,5 МГц.

Объем арматуры в свае занимает лишь небольшую ее часть, поэтому эффективность использования мощности индуктора необходимо считать не более 15–20%. Приняв величину выходной мощности генератора равной 10 кВт, найдем, что для локального плавления стальной арматуры железоз-

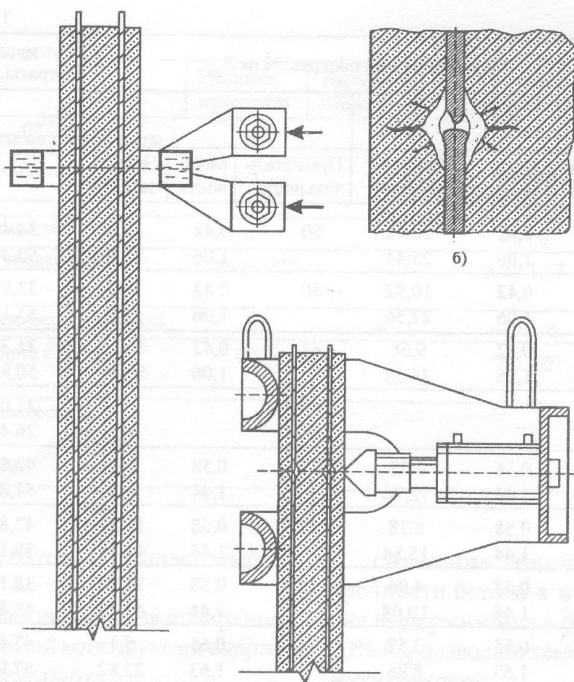


Схема удаления надземной части железобетонной сваи с предварительным локальным плавлением арматуры токами высокой частоты

а — размещение высокочастотного индуктора в месте плавления арматуры сваи; *б* — локальное расплавление стержня арматуры, деструкция прилегающего слоя бетона и образование в нем трещин; *в* — отламывание верхушки сваи с помощью навесного приспособления с гидроцилиндром в месте предварительного расплавления арматуры

бетонной сваи, содержащей, например, 5–6 продольных стержней диаметром 20 мм, достаточно 4–5 мин. Время нагрева можно снизить в 3–4 раза за счет повышения мощности генератора. Однако использовать более дорогое оборудование невыгодно из-за неизбежно низкого коэффициента его загрузки в течение года. Впрочем, это возможно для специализированных организаций, постоянно занимающихся возведением фундаментов и других объектов с использованием забивных свай.

В результате локального нагрева арматуры токами высокой частоты до температуры 1400–1500°C часть тепла от металла передается прилегающему бетону. Последний вблизи арматуры разрушается вследствие термических напряжений, дегидратации цементного камня, а также в результате давления выделяющихся паров воды, образующихся при деструкции бетона (позиция *б* на рисунке). Образование видимого разрыва арматуры при ее плавлении и последующем остывании происходит в результате расши-

рения первоначальной полости, занятой арматурой, так как жидкий металл имеет больший объем, чем металл, находящийся в твердой фазе.

Для последующего удаления верхней части сваи после плавления арматуры достаточно небольшой изгибающей нагрузки, прилагаемой с помощью навесного приспособления с гидроцилиндром (позиция *в* на рисунке).

Освоение данной технологии обрезки забивных свай не требует разработки специального генератора ТВЧ. Для этих целей возможно применение одного из уже существующих типов отечественных генераторов, ранее созданных для машиностроения и других отраслей народного хозяйства. Задача состоит в правильном выборе генератора и небольшой доработке его для применения в конкретных условиях. Техническая документация к генераторам обычно включает и чертежи рекомендуемых индукторов. Индуктор для обрезки свай должен быть несколько изменен. Изготовление 2–3 типоразмеров индукторов, рассчитанных для нагрева арматуры в сваях с наиболее ходовыми размерами поперечного сечения, возможно в мастерских строительной организации.

Библиографический список

1. Мяснянкин А.В. Комплексная механизация устройства свайных фундаментов (опыт внедрения забивных свай-капителей)//Механизация строительства. — 1997. — № 7. — С. 12–15.
2. Бонд Ф.С. Законы дробления/Под ред. Б.В. Михайлова и др. Труды европейского совещания по измельчению. М.: Стройиздат, 1966. 603 с.
3. Венюа М. Цементы и бетоны в строительстве. — М.: Стройиздат, 1980. — 415 с.
4. Долотов Г.П., Кондаков Е.А. Оборудование и агрегаты для термообработки и их наладка М.: Высшая школа, 1979. — 199 с.

С.А.АМБАРЦУМЯН, канд. техн. наук, Ю.Б.ГУРЕЦКИЙ, М.А.САПОЖНИКОВ, инженеры (ЗАО "Моспромстрой"); В.Я.ГЕНДИН, канд.техн. наук (ЦМИПКС)

Расчет энергозатрат при электротермообработке бетона монолитных конструкций

В связи со значительным ростом отпускных цен на электроэнергию и учитывая предстоящее повышение стоимости энергоносителей до уровня мировых снижение энергозатрат на электротермообработку бетона монолитных конструкций становится од-

ним из важнейших вопросов при разработке мероприятий, направленных на повышение технико-экономической эффективности бетонных работ.

Нами выполнено аналогичное исследование зависимости энергозатрат на электротермообработку бетона мо-

нолитных конструкций средней массивности и маломассивных. Было рассмотрено влияние на величину энергозатрат основных технологических факторов:

скорость подъема температуры бетона в пределах от 5 до 15°C/ч;

Таблица 1

№ режима	Подъем температуры				Изотермический обогрев, % от R_{28}						Суммарные энергозатраты, % R_{28}	
	Скорость	Продолжительность	Мощность	Энергозатраты	50			70			50	70
					Продолжительность	Мощность	Энергозатраты	Продолжительность	Мощность	Энергозатраты		
1	15	2,3	10,6	24,38	24	0,42	10,08	50	0,42	21,0	34,46	45,38
			10,82	24,9		1,06	25,44		1,06	53,0		
2	10	3,5	6,54	22,9	26	0,42	10,92	50	0,42	21,0	33,82	43,9
			7,3	25,55		1,06	27,56		1,06	53,0		
3	5	7	3,01	21,7	23	0,42	9,66	48	0,42	20,16	31,36	41,86
			3,78	26,46		1,06	24,38		1,06	50,88		
4	5	7	3,01	21,07	—	—	—	—	—	—	21,07	21,07
			3,78	26,46							26,46	26,46
5	15	3,7	10,16	37,59	9	0,58	5,22	25	0,58	14,5	42,81	52,1
			11,21	41,48		1,44	12,96		1,44	36,0		
6	10	5,5	6,63	36,46	11	0,58	6,38	29	0,58	16,82	42,84	53,28
			7,68	42,24		1,44	15,84		1,44	41,76		
7	5	11	3,1	34,1	7	0,58	4,06	29	0,58	16,82	38,16	50,92
			4,16	45,76		1,44	10,08		1,44	41,76		
8	15	4,3	10,20	43,86	5,5	0,65	3,57	14	0,65	9,1	47,43	55,0
			11,40	49,02		1,63	8,96		1,63	22,82		
9	15	5	10,26	51,25	3	0,73	2,19	11	0,73	8,03	53,44	59,28
			11,60	58,0		1,82	5,46		1,82	20,02		
10	10	7,5	6,98	52,35	2	0,73	1,46	10	0,73	7,3	53,81	59,65
			8,07	60,59		1,82	3,64		1,82	18,2		
11	10	7,5	6,98	52,35	—	—	—	—	—	—	52,35	52,35
			8,07	60,53							60,53	60,53
12	5	15	3,45	51,75	1	0,73	0,73	9	0,73	6,57	52,78	58,32
			4,55	68,1		1,82	1,82		1,82	16,38		
9a	15	5	12,78	63,90	3	2,98	8,94	11	2,98	32,78	72,84	96,68
			17,23	86,15		7,44	22,32		7,44	81,84		
10a	10	7,5	9,29	69,30	2	2,98	5,98	10	2,98	29,80	75,29	99,10
			13,7	102,75		7,44	14,88		7,44	74,40		
12a	5	15	5,69	85,35	1	2,98	2,98	9	2,98	26,82	88,33	112,17
			10,16	152,40		7,44	7,44		7,44	66,96		

температура изотермического обогрева в диапазоне от 40 до 80°C;

модуль поверхности конструкций от 6 до 15 м⁻¹;

коэффициент теплопередачи опалубки от 1,27 Вт/(м²·°C) (минераловатная теплоизоляция опалубочных щитов или слой пенополиуритана толщиной 35 мм) до 5,2 Вт/(м²·°C) (доска толщиной 25 мм);

температура наружного воздуха от -5 до -25°C;

заданная прочность бетона к концу выдерживания в опалубке 50 и 70% R_{28} ;

продолжительность выдерживания бетона в опалубке от 14 до 101 ч.

В расчетах принят бетон класса В22,5 и В30 на портландцементе М400 или М500 второй группы активности при термообработке. Значения требуемой мощности в период подъема температуры и изотермического обогрева, продолжительность изотермического

обогрева для достижения заданной прочности приняты по данным Руководства*. Начальная температура свежесложенного бетона перед началом ее подъема принята равной 5°C, его конечная температура остывания перед распалубиванием 15°C.

Энергозатраты определяли по формуле

$$W = W_{\text{п}} + W_{\text{и}} = P_{\text{п}} T_{\text{п}} + P_{\text{и}} T_{\text{и}},$$

где W , $W_{\text{п}}$, $W_{\text{и}}$ — энергозатраты соответственно суммарные, за период подъема температуры и за период изотермического обогрева, кВт ч/м³; $P_{\text{п}}$, $P_{\text{и}}$ — требуемая мощность соответственно в период подъема температуры и изотермического обогрева, кВт/м³; $T_{\text{п}}$, $T_{\text{и}}$ — продолжительность соответственно подъема температуры и изотермического обогрева, ч.

* Руководство по производству бетонных работ в зимних условиях, в районах Дальнего Востока, Сибири и Крайнего Севера. М.: Стройиздат, 1982, 313 с.

Значения требуемой удельной мощности приведены в табл. 1 и 2, составленных по данным Руководства. Продолжительность подъема температуры определяют по формуле

$$T_{\text{п}} = (t_{\text{и}} - t_{\text{б.н.}})/P,$$

где $t_{\text{и}}$ — температура изотермического обогрева бетона для конкретного режима, °C; $t_{\text{б.н.}}$ — 5°C начальная температура бетона, °C; P — скорость подъема температуры для конкретного режима, °C/ч.

Анализ содержащихся в табл. 1 данных позволяет установить следующие закономерности:

увеличение скорости подъема температуры, которое нередко осуществляют с целью сокращения продолжительности твердения бетона до приобретения заданной прочности, приводит к некоторому возрастанию энергозатрат;

рост температуры изотермическо-

Таблица 2

Наименование параметра	Единица измерения	Увеличение + Уменьшение -	Пределы изменения	Снижение энергозатрат, раз
Снижение подъема температуры	°С/ч	—	15...5	1,002...1,1
Температура изотермического обогрева	°С	—	80...40	1,15...1,66
Модуль поверхности	м ⁻¹	—	15...6	1,33...1,44
Коэффициент теплопередачи опалубки	Вт/(м ² °С)	—	5,2...1,27	1,66...1,92
Температура наружного воздуха	°С	+	-25...-5	1,04...1,11
Прочность бетона к концу остывания	%R ₂₈	—	70...50	1,1...1,57
Замена изотермического обогрева бетона термосным выдерживанием	1,5...2,3

го обогрева бетона повышает энергозатраты;

с увеличением модуля поверхности обогреваемой конструкции энергозатраты возрастают;

повышение коэффициента теплопередачи опалубочных щитов обуславливает рост энергозатрат;

снижение температуры наружного воздуха приводит к незначительному возрастанию энергозатрат;

снижение величины заданной прочности бетона к моменту окончания выдерживания в опалубке с 70 до 50% R₂₈ позволяет заметно уменьшить энергозатраты;

замена изотермического обогрева бетона термосным выдерживанием существенно снижает энергозатраты, особенно когда заданная прочность к концу выдерживания составляет или превышает 70% R₂₈.

В ПОМОЩЬ ЗАВОДСКИМ ЛАБОРАТОРИЯМ

А.И.САГАЙДАК, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Применение метода акустической эмиссии для оценки качества заделки закладных деталей

В НИИЖБе были проведены исследования, направленные на разработку новых неразрушающих методов контроля качества заделки закладных деталей в ограждающих конструкциях. Необходимость в этом возникла после того, как при строительстве производственного корпуса появились сомнения в качестве изготовления закладной детали в ограждающей стеновой панели. Требовалось разработать неразрушающий метод контроля, который позволял бы отбраковывать дефектные конструкции. Радиографический метод не позволил решить такую задачу; тогда возникла идея использовать метод тестовых нагрузок и акустической эмиссии (АЭ).

Метод тестовых нагрузок основан на испытании конструкции нагрузками, составляющими 10...30% от расчетных эксплуатационных, при нагружении конструкции по схеме, модели-

рующей действительную работу конструкции. Метод АЭ позволяет оценивать прочность и деформативность материалов, уровень напряженного состояния, качество сцепления арматуры с бетоном. Предполагалось, что качество заделки закладных деталей определяется площадью и силой адгезионного сцепления поверхности закладной детали с бетоном, прочностью и трещиностойкостью приграничной области бетона. Известны тесные корреляционные связи между АЭ и уровнем действующих напряжений в элементах железобетонных конструкций под действием силовых факторов. Разработанная методика оценки качества заделки закладных деталей базируется на указанных выше методах.

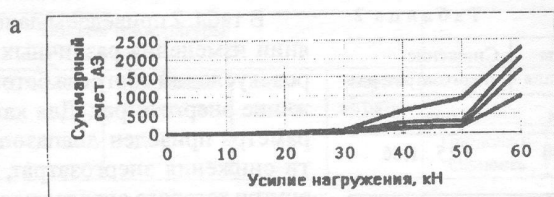
Эксперименты выполнялись на фрагментах стеновых панелей размером 1400x900x370 мм. Образцы изго-

В табл. 2 приведены данные о влиянии изменения различных параметров и условий обогрева бетона на снижение энергозатрат. Для каждого параметра приведен диапазон кратности снижения энергозатрат, значения внутри которого определяются сочетанием величин параметров, соответствующих каждому из режимов, указанных в табл. 1.

Приведенные в таблицах данные могут служить справочным материалом для определения требуемой мощности в периоды подъема температуры и изотермического обогрева бетона. Эти данные можно также использовать для ориентировочного назначения температурного режима обогрева бетона и определения энергозатрат. Приведенными в таблицах данными можно пользоваться при всех способах электротермообработки бетона, кроме предварительного электронагрева бетонной смеси: при электропрогреве, обогреве бетона в греющей опалубке, индукционном нагреве, инфракрасном обогреве, обогреве бетона с применением греющих проводов.

товляли из керамзитобетона класса В8,5 с наружными и внутренними слоями из тяжелого бетона. В образцах исследовали узел сопряжения стеновой панели с колонной. Фрагменты стеновых панелей изготавливали с закладными деталями двух типов в натуральную величину. В образцах первой серии закладная деталь была выполнена в виде стального плоского элемента, к которому под углом 90° приваривались стержневые анкеры с закрепленными на концах шайбами. В образцах второй серии закладная деталь была выполнена в виде стального плоского элемента, к которому под углом 90° приваривались стержневые анкеры с закрепленными на концах шайбами и наклонные стержневые анкеры, расположенные попарно на торцах пластин. На концах этих анкеров были приварены уголки.

В фрагментах стеновых панелей



Зависимость регистрации суммарного счета АЭ от усилия нагружения

а — образцы 1 серии с третьим типом дефекта; б — образцы 2 серии; в — эталонные образцы 1 серии; г — образцы 1 серии с первым типом дефекта

первой серии были смоделированы основные технологические дефекты, возможные при изготовлении панелей с закладными деталями: плоские элементы закладных деталей не были утоплены в бетон (первый тип дефекта); пустоты и недоуплотнения бетона в области анкеров и под плоским элементом (второй и третий тип дефекта). Были также изготовлены и бездефектные образцы. Всего было испытано 16 фрагментов стеновых панелей.

Закладные детали испытывали в железобетонной силовой раме на действие нагрузок, имитирующих отрывающие усилия. Для этого к закладным деталям приваривали стальной столик, предназначенный для передачи на них отрывающего усилия. Нагрузку к столику прикладывали при помощи гидравлического домкрата с эксцентриситетом 130 мм. Режим приложения нагрузки был принят ступенчатым, с выдержкой на каждой ступени нагружения по 5...10 мин. Перемещение закладной детали относитель-

но бетона образца контролировали индикаторами часового типа. Датчик АЭ при помощи глубинного волновода устанавливали в зоне, позволяющей контролировать область совместной работы закладной детали с бетоном. После каждой ступени нагружения регистрировали суммарный счет АЭ N_c и перемещение закладной детали. Для регистрации сигналов АЭ использовали акустико-эмиссионный прибор САКЭМ-2. Прибор позволял регистрировать суммарный счет АЭ N_c на четырех уровнях дискриминации амплитуды сигнала АЭ. Несущую способность закладной детали определяли по нагрузке, при которой происходило интенсивное перемещение закладной детали относительно бетона.

В качестве примера на рисунке представлены результаты регистрации суммарного счета АЭ N_c на четырех уровнях дискриминации амплитуды сигналов АЭ. Появление сигналов АЭ при нагружении закладной детали обуславливается изменением напря-

женно-деформированного состояния бетона в приграничной с закладной деталью области, нарушением адгезионного слоя между бетоном и металлом закладной детали, микротрещинообразованием и разрушением бетона и металла.

Исследования показали, что при нагружении закладной детали характер сигналов АЭ позволяет выявить, как минимум, три стадии деформирования бетона. Первая характеризуется незначительным ростом АЭ; на второй наблюдается практически линейная зависимость между усилием нагружения и количеством регистрируемых сигналов АЭ; третья стадия характеризуется резким увеличением количества регистрируемых сигналов АЭ.

По результатам испытаний была определена реальная несущая способность ($R_{раз}$) закладных деталей. Наибольшую несущую способность показали образцы второй серии (150...160 кН). В образцах первой серии наибольшая несущая способность оказалась у образцов с первым типом дефекта (90...140 кН). Наименьшая несущая способность была зафиксирована у образцов первой серии со вторым типом дефекта (50...60 кН). Для эталонных образцов первой серии несущая способность закладных деталей составила 70...90 кН. Несущая способность образцов первой серии с третьим типом дефекта составила 60...70 кН.

По результатам испытаний фрагментов стеновых панелей была построена градуировочная зависимость между суммарным счетом АЭ N_c , зарегистрированным на уровне 30% от эксплуатационных нагрузок R , и реальной несущей способностью закладных деталей $R_{раз}$

$$R_{раз} = 207,79 - 23,36 \ln N_c$$

При построении такой градуировочной зависимости наиболее информативным оказался первый уровень дискриминации амплитуды сигнала АЭ. Градуировочная зависимость является универсальной, так как для ее построения были использованы образцы, содержащие основные технологические дефекты и различные типы закладных деталей. Правомочность такой аппроксимации подтверждается статистическими критериями: коэффициентом корреляции $r = 0,97$ и коэффициентом вариации $v = 5,2\%$.

Таким образом, разработанная методика неразрушающего контроля качества заделки закладных деталей позволяет при помощи метода АЭ и тестовых нагрузок, составляющих 30% от расчетных эксплуатационных, прогнозировать предельную несущую способность закладных деталей.

К.А.ПИРАДОВ, д-р техн. наук, Е.А.ГУЗЕЕВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

Расчет железобетонных элементов по критерию “работа–энергия”

Расчет учитывает баланс работ в системе “сила – железобетон” и базируется на инвариантные характеристики вязкости разрушения G_c (по нашему мнению, эти параметры будут основными характеристиками и константами материалов в XXI веке). Будем различать величины G_{Ic} и G_{IIc} — соответственно удельная (эффективная) работа разрушения при деформациях нормального отрыва и поперечного сдвига. Поток энергии G_c численно равен работе, отнесенной к единице приращения длины трещины в теле единичной толщины. В общем случае

$$G_c = (K_I^2 + K_{II}^2)(1 - \nu^2) / E, \quad (1)$$

где K_I и K_{II} — коэффициенты интенсивности напряжений при деформациях отрыва и сдвига, ν — коэффициент Пуассона, E — модуль упругости.

Общие методы определения перемещений линейно деформируемых систем основаны на анализе работы внешних и внутренних сил. Внешние силы совершают работу на перемещениях точек их приложения к системе. Таким образом, работа A силы P , приложенной к железобетонному свободноопертому элементу (рис. 1), определится как ее произведение на величину прогиба f в точке приложения силы. Сила P и прогиб f могут быть рассмотрены как обобщенная сила и обобщенное перемещение для группы сил (рис. 2)

$$A = Pf = P f_1 + 2P f_2 + 3P f_3, \quad (2)$$

Выражение работы сил в виде произведения обобщенной силы на обобщенное перемещение позволяет далее не делать различия между обобщенной и простой силой, между обобщенным и простым перемещением, между различными схемами приложения внешней нагрузки. Максимальная (критическая) работа внешних сил в момент, предшествующий разрушению элемента, определится из

$$A_{cr} = P f_{cr} \quad (3)$$

где f_{cr} — предельный прогиб железобетонной балки, связанный с раскрытием трещин нормального отрыва в растянутой части изгибаемого элемента и трещин поперечного сдвига, развивающихся на расстоянии h_h от его верхней грани. Тогда

$$f_{cr} = f_v + f_h, \quad (4)$$

где f_v — доля прогиба элемента, вызванная образованием и развитием трещин нормального отрыва, f_h — то же, поперечного сдвига. Согласно [1]

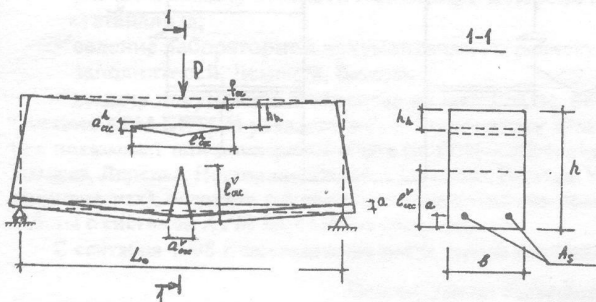


Рис. 1. К расчету работы и силы, приложенной к железобетонному свободноопертому элементу

$$f_{cr} = a_{cr}^v L_0 / (4(I_{cr}^v - a)) + a_{cr}^h, \quad (5)$$

где входящие в (5) величины расшифрованы на рис. 1.

Для того, чтобы разрушить железобетонный элемент, необходимо совершить работу по разрушению бетона нормальным отрывом, поперечным сдвигом и стальной арматуры

$$A_{cr} = G_{Ic}^b b(h - h_h) + G_{IIc}^b b h_h + G_{Ic}^{st} A_s, \quad (6)$$

где G_{Ic}^b — энергия разрушения бетона нормальным отрывом, G_{IIc}^b — то же, поперечным сдвигом, G_{Ic}^{st} — энергия разрушения стали нормальным отрывом. Тогда уравнение баланса работы для железобетонного элемента с одиночным армированием примет вид

$$P(a_{cr}^v L_0 / (4(I_{cr}^v - a)) + a_{cr}^h) = G_{Ic}^b b(h - h_h) + G_{IIc}^b b h_h + G_{Ic}^{st} A_s \quad (7)$$

или в общем случае для элемента с двойным армированием

$$q f_{cr} = G_{Ic}^b b(h - h_h) + G_{IIc}^b b h_h + G_{Ic}^{st} A_s + G_{Ic}^{st'} A_s' + G_{IIc}^{st, w} A_w + \sqrt{(G_{Ic}^{st, inc})^2 + (G_{IIc}^{st, inc})^2} A_{inc}, \quad (8)$$

где индекс w относится к параметрам поперечной арматуры; inc — отогнутых стержней, препятствующих развитию трещин, наклонных к продольной оси элемента, развивающихся по сдвиго-отрывному механизму; штрихом помечена сжатая арматура; q — некоторая внешняя нагрузка.

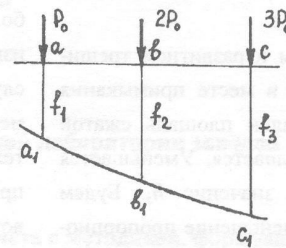


Рис. 2. К расчету силы и прогиба железобетонного свободноопертого элемента

Параметры отрывных, сдвиговых трещин и величина h_h могут быть определены согласно [2], а вязкость разрушения — по результатам стандартных испытаний в соответствии с ГОСТ 25.506-85 (арматурная сталь) и ГОСТ 29163-91 (бетон). Отметим также, что параметры вязкости разрушения должны быть нормированы.

Библиографический список

1. Пирадов К.А., Гузеев Е.А. Подход к оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов через параметры механики разрушения//Бетон и железобетон. — 1994. — № 5. — с. 19–23.
2. Пирадов К.А., Гузеев Е.А. Механика разрушения железобетона. — М.: Новый век, 1998. — 192 с.

В.С. УТКИН, канд. техн. наук, проф., Л.В. УТКИН, канд. техн. наук (Вологодский политехнический ин-т)

Определение надежности примыкания второстепенных и главных железобетонных балок по отрыву

В процессе эксплуатации железобетонных перекрытий под действием нагрузки, приложенной в месте примыкания второстепенной балки к главной, имеют место отрывы в растянутой зоне бетона, как показано на рис.

Расчет на отрыв [1 и др.] производится из условия

$$F(1 - h_s/h_0) \leq R_{sw} A_{sw}, \quad (1)$$

где F – отрывающая сила,
 h_0 – высота главной балки,
 h_s – расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона в месте отрыва до центра тяжести растянутой арматуры главной балки,
 A_{sw} – площадь сечения хомутов на длине “ a ”,

$$a = 2h_s + b$$

R_{sw} – расчетное сопротивление растяжению в хомутах, которое принимается в зависимости от класса арматуры.

С образованием и развитием трещины 4 (см. рис. 1) в месте примыкания второстепенной балки площадь сжатой зоны бетона уменьшается. Уменьшается соответственно и значение h_s . Будем считать, что это уменьшение пропорцио-

нально размеру глубины трещины t . Левая часть условия (1) при этом будет возрастать, а надежность примыкания понижается. Для оценки надежности примыкания необходима объективная информация о всех факторах в условии (1). Наибольшей изменчивости подвергается размер h_s . В дальнейшем все величины в условии (1) будем считать детерминированными (неслучайными), кроме величины h_s . Значение h_s будем определять с помощью результатов измерений глубины трещины t .

$$h_s = h_{s0} - t/2,$$

где h_{s0} – первоначальное расчетное значение расстояния h_s до появления трещины,
 t – глубина трещины.

В силу существенной изменчивости t по длине трещины, результаты измерений t отличаются малым объемом и большим рассеиванием (неоднородность измерений). Известно [2], что в этом случае не применимы вероятностные методы определения надежности строительных конструкций. В связи с этим предлагается определять надежность возможным методом, без использо-

вания статистик. Краткие сведения об этом можно найти в работе [2] авторов статьи.

Рассмотрим методику использования этого метода для определения надежности примыкания железобетонных второстепенных и главных балок перекрытия с использованием условия (1).

Запишем (1) в виде

$$h_s \geq (F - R_{sw} A_{sw}) \cdot h_0 / F = h_{np}, \quad (2)$$

Обозначим $X = h_s$.

Условие прочности (2) будет

$$X \geq h_{np}.$$

Возможность безотказной работы примыкания будем рассматривать по [2] из условия

$$P = \text{возможность} \{X \geq h_{np}\} = \sup_{x \geq h_{np}} \mu_X(x) \quad (3)$$

где $\mu_X(x)$ – функция принадлежности нечеткой переменной X .

Примем в качестве функции принадлежности типовую [2]

$$\mu_X(x) = \exp \left\{ - \left[\frac{(x - a)}{b} \right]^p \right\}, \quad (4)$$

где x – возможное значение X ,

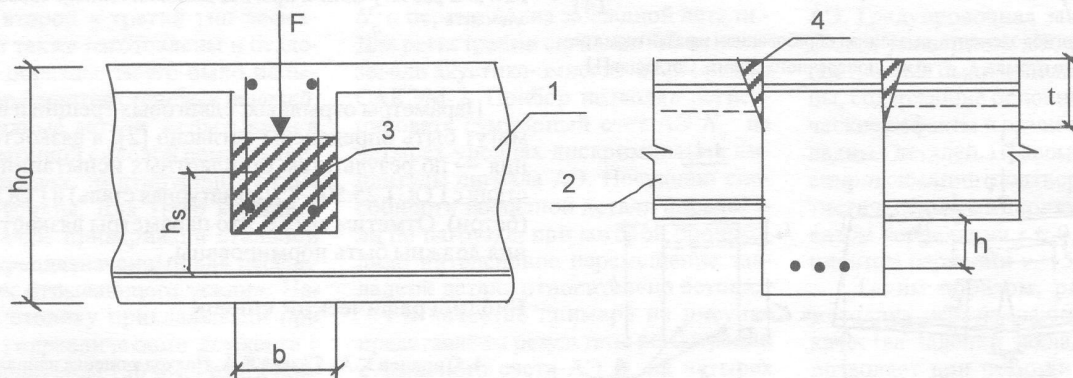


Схема передачи нагрузки с второстепенной балки на главную

1 – главная балка; 2 – второстепенная балка; 3 – фактическая площадь передачи нагрузки с второстепенной на главную балку (заштрихована); 4 – трещина в растянутой зоне бетона

a и b – параметры распределения (4). Они находятся по результатам измерений h_s . По [3]

$$a = 0,5 \left(\max_{1 \leq i \leq n} X_i + \min_{1 \leq i \leq n} X_i \right).$$

Для нахождения " b " зададимся уровнем среза α , $0 < \alpha < 1$.

Обозначим $\varepsilon_\alpha = \sqrt{-\ln \alpha}$. По [3]

$$b = 0,5 \left(\max_{1 \leq i \leq n} X_i - \min_{1 \leq i \leq n} X_i \right) / \varepsilon_\alpha$$

С учетом (4) запишем (3) в виде

$$P = \sup_{x \geq h_w} \mu(x) = \begin{cases} 1, & \text{если } x \geq h \\ \mu(x), & \text{если } x < h_{np} \end{cases} \quad (5)$$

Возможность отказа найдем из

$$\bar{P} = \sup_{x < h_w} \mu(x) = \begin{cases} 1, & \text{если } x < h \\ \mu(x), & \text{если } x \geq h_{np} \end{cases} \quad (6)$$

Пример.

Пусть для существующего балочного перекрытия известны значения

$$h_0 = 60 \text{ см}, R_{sw} = 225 \text{ Мпа},$$

$$A_{sw} = 4,7 \text{ см}^2, F = 350 \text{ кН}.$$

По результатам расчета найдем:

$$h_{np} = \frac{h_0 - R_{sw} A_{sw}}{F} =$$

$$\frac{0,6 - 225 \cdot 10^6 \cdot 4,7 \cdot 10^{-4}}{350 \cdot 10^3} = 0,3 \text{ м}$$

По результатам измерений для одной трещины найдены значения $h_s = \{ 23, 27, 33 \}$ см (число измерений не ограничено).

$$a = 0,5 (33+23) = 28 \text{ см}.$$

Зададимся $\alpha = 0,01$

$$\varepsilon_\alpha = \sqrt{-\ln 0,01} = 2,14.$$

$$b = 0,5 (33-23) / 2,14 = 2,34 \text{ см}.$$

По (4)

$$\mu(x) = \exp \left\{ - \left[\frac{(0,300 - 0,280)}{0,0234} \right]^2 \right\} \\ x = h_w \\ = 0,48$$

т. к. $X = 0,280 < h_{np} = 0,3 \text{ м}$, то по (5)

возможность безотказной работы составит

$$P = \mu(x) = 0,48 \text{ или } 48\%.$$

Возможность отказа $\bar{P} = 1$.

Пусть $h_s = \{ 26, 30, 40 \}$ см

$$a = 0,5 (26+40) = 33 \text{ см}. \quad \alpha = 0,01$$

$$b = 0,5 (40-26) / 2,14 = 3,27 \text{ см}. \text{ По (4)}$$

$$\mu(x) = \exp \left\{ - \left[\frac{(30 - 33)}{3,27} \right]^2 \right\} = 0,43 \\ x = h_w$$

т. к. $X = 0,33 > h_{np} = 0,3 \text{ м}$, то воз-

можность безотказной работы составит

$$P = 1.$$

Возможность отказа

$$\bar{P} = \mu(x) = 0,43 \text{ или } 43\%.$$

Библиографический список

1. Гольшев А.Б., Бачинский В.А., Полищук В.П. и др. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие. Под ред. А.Б. Гольшева. – Киев: Будивельник, 1990. – 544 с.
2. Уткин В.С., Уткин Л.В. Неразрушающие методы определения несущей способности строительных конструкций: Учеб. пособие. – Вологда: ВоПИ, 1996. – 80 с.
3. Cai K.Y. Parameter estimations of normal fuzzy variables.// Fuzzy Sets Syst., - 1993. - №55. - с. 1.79-1.85.

ООО ИТЦ "КОНТРОС"

предлагает АРМ БЕТОН

Автоматизированное рабочее место сотрудника заводской лаборатории заводов сборного и товарного бетона

Система АРМ БЕТОН выполняет следующие функции:

- ✓ подбор состава тяжелого и легкого бетонов с выдачей протокола расчета с методикой, формулами и промежуточными результатами;
- ✓ расчет оптимальной коррекции состава, минимизирующей вариацию прочности бетона;
- ✓ расчет норм расхода цемента для тяжелого и легкого бетонов для сборных изделий и монолитных конструкций;
- ✓ обработку результатов контроля качества: бетона, заполнителей, цемента;
- ✓ расчет и выдачу статистических карт контроля прочности бетона с выдачей графиков и результатов статанализа;
- ✓ ведение лабораторной документации по расчету норм, по расчету составов бетона, по контролю качества заполнителей, цемента, бетона;
- ✓ выдачу документов о качестве на материалы, бетон и изделия.

Система АРМ БЕТОН реализована на персональном IBM совместимом компьютере.

Как показывает опыт внедрения АРМ БЕТОН и обучения персонала лабораторий на заводах ЖБИ Москвы, Екатеринбург, Брянска, Липецка, Новгорода, Вереи, Шарыпова, Ростова, Назарова, Ленинграда, Гатчины, Великих Лук (всего более чем на 60 предприятиях), освоение системы неподготовленными пользователями составляет 3–5 часов. Навыков программирования для работы с системой АРМ БЕТОН не требуется.

С сентября 1998 г. поставляется новая версия системы АРМ БЕТОН — "ФАЙНЛАБ" под Windows-95.

Контактные телефоны: (095) 539-36-03; 176-72-06
факс 972-43-67

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

М.Н. ВАУЧСКИЙ, Ю.В. ДОБРИЦА, А.П. СМИРНОВ кандидаты техн. наук; О.И. КАНИНСКИЙ, инж.
(НИЦ 26 ЦНИИ МО РФ)

К вопросу о фильтрационных характеристиках бетона

Действующий стандарт [1] регламентирует определение водопроницаемости бетона путем измерения фактической водопроницаемости образцов цилиндров при фиксированных давлениях. Величины коэффициентов фильтрации, рассчитанные по этому стандарту, связаны с предусмотренными СНиП [2] марками бетона по водонепроницаемости. Однако, по нашему мнению, в единицах измерения величин, входящих в формулу для определения коэффициента фильтрации, имеются неточности.

Для проверки обратимости к одной из основных работ в области движения жидкостей и газов в пористой среде [3]. Фильтрационные характеристики пористых сред рекомендуется определять путем измерения объемного расхода воды через образец при фиксированном давлении. В ГОСТ 12730.5-84* принята аналогичная методика, но с определением весового количества фильтра.

Сравним величины коэффициентов фильтрации, полученные расчетом по формулам, указанным в [3] и [1]. Предположим, что при проведении опыта получены количественные данные,

приведенные во втором столбце табл. 1. Расчетом получаем коэффициент фильтрации $\kappa_{\phi} = 1$ см/с. Далее эти данные, не меняя их фактических величин, выразим в единицах измерения, используемых в ГОСТ, как указано в третьем столбце табл. 1. Расчетом в этом случае получаем коэффициент фильтрации $\kappa_{\phi} = 1 \cdot 10^2$ см/с.

Причиной этой неточности явилась ошибка при использовании дробных и кратной единиц длины, площади и давления (см, см², МПа). Если в формулу ввести основные единицы (м, м², Па), то при указанных данных получим искомую величину коэффициента фильтрации $\kappa_{\phi} = 1 \cdot 10^{-2}$ м/с = 1 см/с. Следует отметить, что предложенные в ГОСТ методы определения марок бетона по водонепроницаемости весьма трудоемки, продолжительны по времени и не позволяют определять проницаемость относительно тонких образцов (например, слоя торкрет-штукатурки, выбуренных кернов диаметром менее 50 мм и др.).

В рекомендуемом приложении 4, внесенном в ГОСТ в 1994 г., сделана попытка связать воздухопроница-

мость и водонепроницаемость бетона путем измерения сопротивления бетона прониканию воздуха. По нашему мнению, этот способ не может дать объективных характеристик проницаемости бетона, так как при испытаниях не обеспечивается одновременный поток воздуха через образец (подсос воздуха осуществляется не только через противоположающую грань образца, но и через боковые грани). Это не дает возможности вычислить основные фильтрационные характеристики бетона (коэффициент проницаемости, коэффициент воздухопроницаемости, коэффициент фильтрации).

Коэффициент фильтрации может быть определен по воздухопроницаемости с учетом проницаемости пористого материала и динамической вязкости воздуха. Проницаемость пористых материалов (к которым относятся бетоны и растворы) характеризуется коэффициентом проницаемости, который объективно отражает свойства пористой среды, не зависит от вида проникающего флюида (газа или жидкости) и имеет размерность площади. Коэффициент проницаемости определяется путем измерения расхода воздуха, прошедшего через образец [3].

Таблица 1

Обозначения	По методике [3]	По ГОСТ [1]
Формула для определения коэффициента фильтрации воды	$\kappa_{\phi} = \frac{Q \cdot L}{w \cdot h}$	$\kappa_{\phi} = \frac{\eta \cdot Q \cdot \delta}{S \cdot \tau \cdot p}$
Q — расход воды	1 см ³ /с	—
Q — вес фильтра	—	0,01Н
τ — время испытаний	—	1 с
L, δ — толщина образца	1 см	1 см
S, w — площадь поперечного сечения образца	1 см ²	1 см ²
η — коэффициент, учитывающий вязкость воды при различной температуре	—	1 (при 20°C)
h — напор воды	1 см вод.ст.	—
p — давление воды	—	1 10 ⁻⁴ МПа
κ _φ — рассчитанный коэффициент фильтрации	1 см/с	1 10 ² см/с

$$M = \frac{c}{2\mu \cdot \beta} \cdot \frac{P_1^2 - P_2^2}{L} \cdot F, \quad (1)$$

где M — массовый расход воздуха; c — коэффициент проницаемости среды; μ — динамическая вязкость воздуха; β = P_a / ρ_a; P_a, ρ_a — соответственно атмосферное давление и плотность воздуха при этом давлении; P₁, P₂ — абсолютное давление воздуха на границах среды; F, L — соответственно площадь поперечного сечения и длина образца в направлении потока.

Нами проведены экспериментальные работы по определению воздухо- и водопроницаемости различных видов бетонов и растворов. Методика предусматривала последовательное измерение расхода воздуха и воды, прошедших через каждый образец. При испытании образца, когда на одной из его границ давление равно атмосферному, а на другой незначительно превышает его, объемный расход

Таблица 2

проницаемости c , $\times 10^{-16} \text{ м}^2$	Коэффициент		Марка бетона по водонепроницае- мости
	воздухопроницаемости i , $\times 10^{-11} \frac{\text{м}^2}{\text{Па} \cdot \text{с}}$	фильтрации k_f , $\times 10^{-9} \text{ м/с}$	
20,0–5,0	11,0–2,7	20,0–5,0	W2
4,9–2,2	2,6–1,2	5,0–2,2	W4
2,1–1,3	1,1–0,8	2,2–1,3	W6
1,2–0,9	0,7–0,5	1,3–0,8	W8
0,8–0,6	0,4–0,3	0,8–0,6	W10
менее 0,6	менее 0,3	менее 0,6	W12

воздуха можно определять по приближенной формуле, в которой принято $\mu = 1,72 \cdot 10^{-5} \text{ Па} \cdot \text{с}$ [4].

$$Q = 5,8 \cdot 10^6 \cdot \frac{c \cdot \Delta p \cdot F}{L}, \quad (2)$$

где Q — расход, $\text{м}^3/\text{с}$; c — коэффициент проницаемости, м^2 ; Δp — перепад давления на границах образца, Па; F, L — соответственно площадь поперечного сечения и длина образца в направлении потока, $\text{м}^2, \text{м}$.

Формула не учитывает сжимаемость газа, что при малых давлениях вполне приемлемо: например, при перепаде давления 10^4 Па (0,1 ат) ошибка составляет около 5%.

Бетоны и растворы, легко проницаемые для воздуха при небольших давлениях, практически не представляют

собой преграды и для воды. Марка по водонепроницаемости таких бетонов не назначается, так как их водопроницаемость значительно выше минимальной границы в 0,2 МПа, указанной в СНиП. С другой стороны, бетоны и растворы, воздухопроницаемость которых при малых давлениях (до 0,05 МПа) практически не фиксируется, являются практически водонепроницаемыми при давлениях воды до 1,2 МПа включительно — верхней границы по СНиП. Очевидно, это обусловлено тем, что в таких бетонах отсутствует взаимосвязанная система капиллярных пор, и перенос флюида происходит в основном посредством молекулярной диффузии.

С.Л. НЕРУБЕНКО, В.А. ГВОЗДЕВ, кандидаты техн. наук (26 ЦНИИ МО РФ)

О совершенствовании методов испытания бетона на морозостойкость

В [1] поднят весьма актуальный вопрос об испытаниях бетона на морозостойкость и показано, что регламентированные ГОСТ 10060-87 методы обладают рядом недостатков. По нашему мнению, наиболее существенным из них является проведение испытаний не до разрушения образцов, а до заданного, определяемого маркой по морозостойкости, числа циклов. В результате фактическая морозостойкость бетона, как правило, остается неизвестной.

Тот факт, что в конструкции и сооружении укладывается бетон с неопределенной морозостойкостью, является ключевым во всей системе обеспечения долговечности бетона. При таком подходе отсутствует обратная

связь с нормами по морозостойкости, так как из практики эксплуатации в этом случае невозможно установить, какой морозостойкостью должен обладать бетон для обеспечения требуемой долговечности конструкций, работающих в тех или иных условиях. Еще одним негативным последствием является невозможность оценки однородности бетона по морозостойкости, которая необходима как при нормировании морозостойкости, так и при прогнозировании развития морозных разрушений и планировании на основании этого сроков и объемов ремонтных работ.

Указанные обстоятельства являются непреодолимым препятствием на пути совершенствования действу-

По результатам экспериментальных работ и соответствующих расчетов в табл. 2 приведены величины фильтрационных характеристик бетона: коэффициентов проницаемости, воздухопроницаемости, фильтрации и марки бетона по водонепроницаемости.

Несмотря на сравнительно ограниченное количество опытов, порядок величин, указанных в табл. 2, являются достаточно достоверными и могут быть учтены в случае пересмотра указанного ГОСТ. Вместе с тем, авторы не претендуют на абсолютную точность приведенных численных значений коэффициентов, которые могут и должны уточняться по мере получения дополнительных экспериментальных данных.

Библиографический список

1. ГОСТ 12730.5-84*. Бетоны. Методы определения водонепроницаемости, М.: Издательство стандартов, 1994. — 13 с.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции, М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. — 80 с.
3. Аравин В.И., Нумеров С.Н. Теория движения жидкостей и газов в недеформируемой пористой среде, М.: Гостехиздат, 1953. — 616 с.
4. Герметизация сооружений. Справочное пособие (под общ. ред. Смирнова А.П., М.: Воениздат, 1979. — 167 с.

ющих нормативных требований к бетону по морозостойкости. В связи с этим мы полагаем бы необходимым пересмотр всей концепции обеспечения морозостойкости бетона, в том числе разработку новых методов ее определения.

Опираясь на свой 20-летний опыт работы над проблемой морозостойкости бетона, авторы видят два принципиальных пути развития методов испытаний: совершенствование существующих методов, регламентируемых ГОСТ 10060-87 и предыдущими его редакциями, и разработка новых, учитывающих специфику работы бетона в конструкциях различного назначения.

Основным требованием к методам

определения морозостойкости бетона должно быть доведение образцов до разрушения в процессе их замораживания и оттаивания. Под разрушением в данном случае подразумевается не дезинтеграция образцов в буквальном смысле, а доведение их до "отказа", т.е. до потери ими критической доли контролируемой характеристики. При этом очевидным требованием при назначении величины критерия морозостойкости является обеспечение достоверности получаемых результатов.

А.М.Подвальный [1] совершенно справедливо критикует действующий ГОСТ 10060-87 за недостоверность получаемых при испытаниях бетона на морозостойкость результатов, что обусловлено несоответствием границы прочностного критерия и однородности прочности бетона. Однако при использовании формул математической статистики автор допустил досадные неточности, что несколько исказило количественную оценку этого несоответствия.

Предположим, имеются две серии образцов бетона из одного замеса, предназначенных для испытания на морозостойкость. Число образцов в каждой серии равно n . При определении средней прочности бетона получены значения \bar{R}_1 и \bar{R}_2 . Средние \bar{R}_1 и \bar{R}_2 — нормально распределенные случайные величины с параметрами распределения

$$M\bar{R}_1 = M\bar{R}_2 = m,$$

$$D\bar{R}_1 = D\bar{R}_2 = \sigma^2 / n.$$

Для оценки вероятности того, что при испытании второй серии значение R_2 выйдет за пределы допускаемого стандартом снижения прочности по отношению к \bar{R}_1 , рассмотрим случайную величину $\delta = \bar{R}_2 - \bar{R}_1$. На основании свойства линейности нормального распределения случайная величина δ также имеет нормальное распределение с параметрами [2]

$$M\delta = M\bar{R}_1 - M\bar{R}_2 = 0,$$

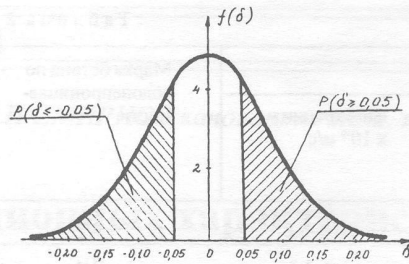
$$D\delta = D\bar{R}_1 + D\bar{R}_2 = 2\sigma^2 / n,$$

а вероятность того, что случайная величина δ превысит предельно допускаемое снижение прочности бетона β , может быть определена по формуле

$$P(\delta \geq \beta) = P(\delta \leq -\beta) = 1 -$$

$$-\Phi(\beta\sqrt{n}/2/\sigma),$$

где Φ — функция Лапласа относительно аргумента $\beta\sqrt{n}/2/\sigma$.



Плотность распределения случайной величины δ при $n = 3$ и $\sigma = 0,1$

Результаты расчета показывают, что при 5%-ном критерии, установленном ГОСТ 10060-87, любой бетон без испытания на морозостойкость с вероятностью до 30% может быть признан неморозостойким. С другой стороны, с той же вероятностью этот же бетон, в процессе испытаний на морозостойкость снизивший прочность на 10% и более, будет признан морозостойким (см. рисунок). Таким образом, следует признать, что стандартный метод испытаний в редакции 1987 г. не позволяет достоверно дифференцировать бетоны по морозостойкости.

В связи с вышеизложенным автор считает целесообразным при пересмотре стандарта число образцов в серии для определения прочности в каждый срок испытания назначать равным 3...6 в зависимости от значения среднего внутрисерийного коэффициента вариации, а предельно допускаемое снижение прочности после требуемого числа циклов замораживания и оттаивания принять равным 10%. Это позволило бы оценивать соответствие морозостойкости бетона требуемой марке с доверительной вероятностью 0,9...0,95. Представляется, что некоторое увеличение трудоемкости испытаний не является чрезмерной платой за получение достоверных результатов.

Утверждение А.М.Подвального о недопустимости увеличения прочностного критерия противоречит основному лейтмотиву его статьи и не согласуется с реальной ситуацией: к сожалению, долговечность бетонных и железобетонных конструкций при переходе от 15%-ного критерия (ГОСТ 10060-76) к 5%-ному (ГОСТ 10060-87) не повысилась. Нетрудно убедиться, что увеличение прочностного критерия с 5 до 10% не повлечет за собой сколько-нибудь существенного ослабления требований к морозостойкости бетона. Например, вероятность признания морозостойким бетона с фактической потерей прочности более

20% при предлагаемом подходе и по ГОСТ 10060-87 приблизительно одинакова и составляет 3...4%.

Следует подчеркнуть, что, по нашему мнению, основные (базовые) методы испытаний должны основываться именно на принципе циклического замораживания и оттаивания, как наиболее близко моделирующем условия работы бетона при природных воздействиях. Методы же, основанные на других принципах, например, дилатометрический, структурно-механический, следует отнести к косвенным. Для них, по аналогии с определением прочности, необходима увязка с основным методом, так как по своей сути они не могут учесть в полной мере всех факторов, определяющих реальную морозостойкость такого сложного гетерогенного материала, как бетон. По этой причине маловероятно, что для этих методов могут быть получены универсальные корреляционные зависимости с основными методами; сопоставительные испытания, по-видимому, необходимо проводить в каждом конкретном случае.

Серьезный недостаток прямых методов определения морозостойкости — большая длительность испытаний, достигающая порой 1...2 лет. Сокращение сроков испытаний может быть достигнуто за счет ужесточения условий испытаний путем понижения температуры замораживания образцов в каждом цикле до минус 50°C. При этом за основу могут быть приняты уже апробированные методы и коэффициенты перехода от числа циклов к маркам по морозостойкости: для бетона конструкций, работающих в пресной воде, — ускоренный метод ГОСТ 10060-76 с замораживанием на воздухе и оттаиванием в воде; для бетонов дорожных и аэродромных покрытий, а также других конструкций, эксплуатирующихся в присутствии растворов солей, — третий метод ГОСТ 10060-87.

Снижение температуры замораживания до минус 50°C позволит сократить срок испытаний в 5...10 раз и, например, для бетона марок по морозостойкости F200...F400 при выполнении двух циклов замораживания и оттаивания в сутки довести продолжительность испытаний до 2...5 недель.

Как уже отмечалось, при осуществлении контроля за состоянием бетона в процессе испытаний на морозостойкость по изменению его прочности показатель морозостойкости и однородности бетона по этому показателю остаются неизвестными. В связи с этим было бы целесообразно если

не заменить, то по крайней мере дополнить контроль по прочности неразрушающими методами, например, как это предусматривается в стандартах некоторых зарубежных стран, определением динамического модуля упругости или скорости ультразвука. При этом прочность правильнее было бы оценивать после числа циклов, соответствующих марке по морозостойкости и далее — после критического уменьшения значения показателя, определяемого неразрушающим методом, т.е. после числа циклов, определяющих фактическую морозостойкость бетона.

По мере накопления экспериментальных данных можно было бы в конечном счете отказаться от контроля по прочности. В самом деле, процесс морозного разрушения заключается в постепенном образовании тупиковых микротрещин, их накоплении и объединении. Как свидетельствуют результаты исследований [3, 4], скорость ультразвука в некоторой степени является более чувствительным показателем, чем прочность, по отношению к таким структурным изменениям. Контроль за состоянием бетона неразрушающими методами в процессе испытаний позволил бы отказаться от контрольных образцов, что повысило бы достоверность получаемых результатов.

Для отдельных видов железобетонных конструкций, которые эксплуа-

тируются в специфических условиях или к которым предъявляются особые требования, представляется целесообразной разработка специальных методов определения морозостойкости. К таким конструкциям, например, относятся дорожные и аэродромные покрытия, для которых морозные повреждения всегда локальны и начинаются с поверхности. При этом даже незначительные поверхностные разрушения существенно ухудшают показатели ровности и снижают безопасность эксплуатации, что недопустимо.

Для определения стойкости бетона к шелушению 26 ЦНИИ МО РФ в течение 10 лет применяется специальная методика [5], которая заключается в попеременном замораживании на воздухе и оттаивании в растворе соли поверхностного слоя (3...5 мм) образца со стороны испытываемой грани; остальной объем образца при этом постоянно остается замороженным. Степень разрушения бетона в ходе испытаний контролируется по изменению объема образцов, определяемого гидростатическим взвешиванием. Принятые режимы испытаний позволяют оценивать стойкость поверхностного слоя бетона к шелушению за 1...2 недели.

Характер разрушения образцов при испытаниях предлагаемым способом аналогичен шелушению поверхности покрытий дорог и аэродромов.

Авторы данной статьи, излага-

свой взгляд на проблему определения морозостойкости бетона, не претендуют на полноту охвата связанных с ней вопросов и не считают все изложенные положения единственно верными. По-видимому, учитывая сложившееся неблагоприятное положение с долговечностью бетонных и железобетонных конструкций, необходимо не только продолжить начатую журналом дискуссию по этим вопросам, но и предусмотреть проведение исследований по решению многих из них с привлечением широкого круга заинтересованных организаций.

Библиографический список

1. Подвальный А.М. Об испытании бетона на морозостойкость // Бетон и железобетон. — 1996. — № 4. — С. 26–29; № 5. — С. 27–29.
2. Пустыльник Е.И. Статистические методы анализа и обработки наблюдений. — М.: Наука, 1968.
3. Добролюбов Г., Ратинов В.Б., Розенберг Т.И. Прогнозирование долговечности бетона с добавками. — М.: Стройиздат, 1983.
4. Самарин Ю.А., Орлов М.Т., Стопич С.И. Влияние условий испытаний на морозостойкость тяжелого бетона. — Известия вузов "Строительство и архитектура", 1988, № 3, С. 58–62.
5. Нерубенко С.Л., Гвоздев В.А., Шкин Н.И. Оценка эффективности защитных покрытий железобетонных конструкций. В кн.: Инженерные проблемы современного железобетона / Материалы международной конференции по бетону и железобетону. — Иваново, 1995. — С. 271–278.

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

Некоторые вопросы подготовки стандартов за рубежом

(на примере евростандарта EN 206 "Бетон")

Наиболее распространенными формами нормативных документов являются строительные нормы и стандарты. Следует отметить, что в настоящее время за рубежом термин "стандарты" используется как слово, включающее все типы нормативных документов, применяемых для определения качества зданий, сооружений, продукции промышленности строительных материалов, процессов проектирования и строительства. Несмотря на добровольность характера стандартизации и необязательность большин-

ства стандартов, их влияние является решающим, так как их несоблюдение практически приводит к потере заказчиков, затруднениям в реализации продукции.

Кроме того, серьезное влияние на развитие строительного формирования и соблюдение требований стандартов оказывает система обязательного страхования, т.е. система экономического воздействия. За рубежом предприниматель или фирма — владелец предприятия может и не придерживаться требований стандартов. Од-

нако в этих случаях, учитывая возрастающую степень риска, резко растет стоимость страховки.

Виды стандартов за рубежом подразделяются на технические условия и классификации, стандарты на методы испытаний и рекомендуемая инженерная практика. Последний вид стандартов в нашей стране почти не встречается, хотя ценность их несомненна, так как эти документы содержат обобщение передового опыта, руководящие или инструктивные материалы к проектированию, а также устанавливают

правила работ и организацию строительства.

В дополнение к существующей законодательной и нормативной базе для строительной деятельности в развитых странах имеются блоки методической документации, разрабатываемые профессиональными объединениями специалистов, промышленными ассоциациями, которые аккумулируют передовой опыт, методы и средства выполнения работ, что в значительной мере обеспечивает высокий уровень выполнения проектных и строительных работ. Законодательные и административные акты и нормативы для проектирования и строительства содержат процедурное описание механизмов их реализации, правила действий специалистов по решению тех или иных задач.

Стандарты во многих странах утверждаются и издаются не от имени федеральных или государственных органов, а от имени научно-технических ассоциаций (так, в США это ASTM — Американское общество по испытаниям материалов). Кроме того, в США имеется Национальный институт стандартов и технологии, который был основан в 1901 г. и до 1988 г. носил название Национальное бюро стандартов. В институте проводятся обширные испытания различных материалов, прежде всего в аспекте их долговечности и безопасности, экологии применения в различных отраслях экономики, в том числе и в строительстве. Одно из ключевых подразделений этого института — лаборатория по испытанию материалов на огне- и пожаростойкость.

Поскольку основные европейские страны объединены в Европейский союз (ЕС), то соответственно утверждающими инстанциями там являются не учреждения отдельных государств (они, естественно, участвуют в процессе), а надгосударственные учреждения, прежде всего Европейская комиссия (ЕК).

Стандарты должны отвечать требованиям директивы № 106 Совета ЕС, касающейся строительной деятельности как таковой. Чтобы было понятно, в чем смысл этой директивы (CPD — Construction Products Directive), приведем часть ее преамбулы: “данная директива принята исходя из этого, что члены Европейского союза ответственны за то, что стро-

ительные работы и используемые материалы не наносят ущерба здоровью людей, животных и собственности; что при этом должны обеспечиваться долговечность материалов, экономичное расходование энергии, защита окружающей среды и другие аспекты, важные для повышения общественного благосостояния” и т.д. Затем следует указание путей, какими все это должно достигаться, в том числе и через процедуры сертификации материалов.

Кроме обширной преамбулы, директива содержит 22 статьи и 4 приложения. Поскольку бетон — это основной строительный материал, то стандарт на него, особенно в части методов сертификации, должен содержать положения, направленные на выполнение всех требований директивы. Только такой стандарт, по европейской терминологии, считается гармонизированным, т.е. обязательным к применению в странах-членах ЕС. Директива ЕС № 106 по строительной деятельности предполагает для выполнения содержащихся в ней требований разработку обширного блока стандартов.

На разработку стандартов для реализации директивы комиссия (ЕК) выдает так называемый “мандат”. Когда он выдан, в нем содержатся требования по уровням сертификации на маркировку продукта знаком CE, что означает, что продукция соответствует общим требованиям директивы. Следует отметить, что этот знак предназначен не для потребителя (он пользуется сертификатом соответствия), а для таможенных и контролирующих органов. Внутри Европейского союза продукция, маркированная знаком CE, имеет право свободного перемещения. Уровни аттестации на знак CE прописаны в директиве (термин “директива” является буквальным переводом с английского). Видимо, точнее следует переводить “постановление”, “регламент”).

Директива предусматривает два вида стандартов: категории А и категории В. Категория А — стандарты на проектирование и производство работ (например, стандарт на расчет железобетонных конструкций, известный как Еврокод-2). Категория В — стандарты на строительную продукцию (продукты).

Естественно, что требования стандартов категории В не должны проти-

воречить основным требованиям стандартов категории А. Стандарты категории В должны быть гармонизированными, т.е. одинаково трактоваться и применяться без каких-либо отклонений во всех странах Европейского союза. Стандарты категории А не обязательные, и в них могут быть внесены коррективы при применении в той или иной стране. К стандартам категории В относятся стандарты на цементы, заполнители, золу-унос, добавки.

Для продуктов, произведенных по стандартам категории В, т.е. по гармонизированным стандартам, например, для товарного бетона, сертификация обязательна. В этом случае требования к сертификации не должны превышать требований, определенных гармонизированным стандартам. Для бетонов же, произведенных на строительной площадке, сертификация является делом добровольным. Впрочем, потребитель вправе требовать от производителя наличия сертификата, даже если бетон изготавливается на строительной площадке. И здесь требования могут определяться национальными стандартами, которые могут отличаться (в том числе и в сторону ужесточения) от требований гармонизированного стандарта.

В 1989 г. Технический комитет 104 Европейской организации по стандартизации (СЕН) приступил к разработке проекта стандарта prEN206 (престандарта) для бетонов, включая требования к воде, добавкам, модификаторам, производству бетонной смеси (Россия, не являясь членом ЕС, соответственно не участвует и в работе СЕН). Согласно требованиям СЕН, стандарт имеет ограниченный срок действия и должен быть переоформлен как гармонизированный стандарт EN 206. Технический комитет 104 СЕН возглавляет проф. Ганс Майер, директор Берлинского института строительства. Практическая работа по гармонизации стандарта поручена подкомитету (SC1) названного комитета.

Несмотря на то, что работы по подготовке стандарта EN 206 “Бетоны” идут полным ходом, пока он стоит “в очереди” на получение мандата. Этот стандарт также откосится, по определению директивы, к гармонизированным стандартам в части товарного бетона, поскольку это продукт,

предлагаемый к продаже на рынке. Однако для бетона, произведенного на стройке или на заводе ЖБИ, стандарт EN 206 не будет гармонизированным, что отмечалось выше. Но Технический комитет 104 СЕН уверен, что стандарт EN 206 как гармонизированный стандарт должен относиться ко всем указанным бетонам.

Гармонизация включает согласование приемлемости требований стандарта для практической реализации в странах-членах СЕН и выполнение требований директивы Европейского союза, о чем сказано выше.

Для учета отдельных проблемных положений стандарта Технический комитет 104 имеет следующие группы (Task Group — TG):

- TG1 Долговечность
- TG2 Учет химического воздействия сред эксплуатации
- TG3 Критерии соответствия
- TG4 Классы бетонов по прочности
- TG5 Минеральные добавки (наполнители)
- TG6 Сборные элементы
- TG7 Уход, тепловая обработка
- TG8 Методы испытаний
- TG9 Щелочная реакция заполнителей
- TG10 Аттестация на соответствие требований

Работа над стандартом потребовала немалых усилий от экспертов. На апрель 1998 г. было подготовлено 18 редакций его текста. В данный момент работа практически завершена. В ка-

честве согласующих международных организаций привлечены ЕРМКО — Европейская ассоциация производителей товарного бетона, РИЛЕМ — Международная ассоциация по испытаниям материалов и другие*.

Престандарт pr EN 206 “Бетоны” после небольшой доработки должен быть принят в июле 1999 г.

Ю.С.Волков,
канд.техн. наук

*Русский перевод стандарта EN 206 имеется у российского представителя в ЕРМКО: Москва, 115492, 6-я Радиальная, 24, АО “Мосстройконструкция”.

ИНФОРМАЦИЯ

5-я конференция межрегиональной Ассоциации “Железобетон”

В 50–60 годы в СССР по типовым проектам было построено более 250 млн. м² 4...5-этажных типовых крупнопанельных, крупноблочных и кирпичных жилых зданий первых массовых серий, для которых давно подошли сроки проведения капитального ремонта. Поэтому одним из важнейших направлений реализации государственной программы “Жилище” является сохранение и обновление жилищного фонда путем проведения его ремонта, модернизации и реконструкции.

Считается, что прирост жилой площади при реконструкции зданий в 1,5...2 раза дешевле, чем новое строительство. Поэтому предстоит выполнение большого объема научных, проектных и строительных работ, которые позволят обеспечить условия для широкомасштабной реконструкции жилого фонда в период с 2000 по 2010 г., и в первую очередь, типовых домов первых массовых серий.

В стране произошло моральное и физическое старение значительной части жилого фонда, в промышленности экономическая реформа внесла коренные изменения в назначение многих существующих предприятий. Поэтому в современном капитальном строительстве России важное значение при-

обретает проблема реконструкции и полноценного использования существующих зданий и сооружений.

Этим важнейшим проблемам и была посвящена 5-я конференция Ассоциации “Железобетон”, которая состоялась 2–3 июня 1998 г. в НИИЖБ ГНЦ “Строительство”.

На конференции, в работе которой участвовали 130 специалистов из разных городов России и стран СНГ, было заслушано более 30 докладов и сообщений по разделам: диагностика железобетонных конструкций; восстановление и усиление железобетонных конструкций зданий; опыт и особенности реконструкции зданий в различных регионах (гг. Санкт-Петербург, Омск, Москва, Харьков, Казань, Новосибирск, Самарканд и др.). Кроме того, присутствующие были ознакомлены с рядом новых проектных предложений НИИЖБ и ЦНИИЭПжилища по реконструкции 5-этажных зданий.

Участники конференции получили изданный Сборник тезисов докладов, который позволяет представить многообразие направлений работы многих городов, организаций в важнейшей проблеме страны. Сборник можно приобрести в Ассоциации “Железобетон”.

В содержательном докладе проф. А.Н.Спивака была подробно изложена программа по реконструкции жилого фонда России. На основании анализа развития жилого фонда страны и его состояния были определены первоочередные задачи по созданию законодательно-правовой базы по сохранению и обновлению этого фонда, завершению разработки нормативной документации, разработке методических материалов по проектированию и оценке эффективности реконструкции, осуществлению экспериментальной реконструкции домов в большинстве регионов страны.

Общепризнано, что для успешной реконструкции необходимо провести подробную диагностику конструкций выбранного здания. Этой тематике было уделено достаточное внимание в программе конференции. Кроме вводного доклада проф. В.А.Клевцова, посвященного методам оценки прочности эксплуатируемых железобетонных конструкций, были заслушаны еще восемь докладов. М.Г.Коревицкая (НИИЖБ) доложила об опыте определения прочности бетона эксплуатируемых железобетонных конструкций; В.Г.Шевальдыкин (фирма АКС) и Я.И.Тамаркин (фирма “Карат”) сообщили о но-

вых приборах для контроля качества железобетонных конструкций. Доклад Н.С.Кузнецовой (НИИЖБ) был посвящен порядку обследования конструкций после пожара, а В.В.Трефилов (КТБ) рассказал об использовании малогабаритных бетатронов и рентгеновских аппаратов для контроля армирования.

Отрадно отметить, что появилось множество отечественных фирм и организаций, которые наладили изготовление новых приборов для обследований конструкций. Строителям предлагается широкий набор современной аппаратуры: ультразвуковые приборы для оценки внутренних дефектов в бетоне, аппаратура для неразрушающего контроля прочности бетона, толщины защитного слоя, напряжения в преднапряженной арматуре и др.

Ряд докладов (Н.К.Розенталь, В.Ф.Степанова, Г.М.Красовская) был посвящен оценкам коррозионных повреждений бетона и арматуры эксплуатируемых конструкций, а также установлению влияния нарушения сцепления арматуры с бетоном на прочность конструкции (А.А.Прокопович). Представитель МГСУ (А.И.Бедов) доложил о методах усиления железобетонных конструкций, представители НИИЖБ (Ю.В.Максимов, Г.К.Соловьев) ознакомили с опытом применения низковязких полимеров и новых видов бетона для восстановления и усиления сооружений.

Интересные сообщения об опыте реконструкции сделали директор ВНИИЖелезобетона В.А.Рахманов, Р.А.Гершанок (АОЗТ "Ленстройтрест № 5, Санкт-Петербург), А.Р.Нелепов (СибАДИ, Омск), А.М.Людковский (ГНЦ "Строительство", Москва), В.В.Соколов (КГАСА, Казань), В.М.Митасов (НГАСУ, Новосибирск), А.Л.Шагин

(ХГТУ, Харьков), Я.Р.Мельник (САМГАСИ, Самарканд) и др.

В НИИЖБе (Н.А.Маркаров) разработаны новые технические решения реконструкции 5-этажных зданий с тремя продольными несущими стенами. Предлагаемый способ позволяет выполнить эти работы промышленными методами с применением продукции заводов ЖБИ и ДСК. В основе решения — использование каркасных, бескаркасных и комбинированных конструктивных систем с натяжением арматуры непосредственно на стройплощадке. Предложены новые типы перекрытий, способы усиления старых фундаментов и т.д. В.С.Зырянов (ЦНИИЭП-жилища) доложил о проектных проработках по реконструкции 5-этажных жилых зданий.

Из представленных докладов, посвященных собственно реконструкции, выяснилось, что в настоящее время накоплен значительный опыт в области проектных проработок реконструкции жилых зданий различных типов. К сожалению, количество подвергнутых реконструкции зданий пока невелико. В Новосибирске и Харькове реконструировано по одному кирпичному зданию довоенной постройки, в Москве осуществлена модернизация одного крупнопанельного дома серии 1-511 за счет устройства мансарды.

Более обширен и поучителен опыт реконструкции 5-этажных крупнопанельных домов в Санкт-Петербурге и Омске.

В 1995 г. Ленстройтрестом № 5 была завершена реконструкция 5-этажного панельного жилого дома по новой технологии. Увеличена ширина здания на 2,5 м, повышена его высота до 9 этажей, осуществлено устройство теплового чердака, лифтов и мусоропроводов, выполнена перепланировка квартир на 1–5 этажах с целью повы-

шения их комфортности. В результате достигнуто увеличение полезной площади в два раза. Все работы по реконструкции осуществлялись с расселением жильцов дома.

В настоящее время Ленстройтресту № 5 поручена комплексная реконструкция пятиэтажек в целом квартале площадью более 58 га. На основании накопленного опыта приняты следующие основные положения при выполнении этой работы:

расселение жильцов на период модернизации зданий не производится, так как это связано со значительными дополнительными расходами и иными специфическими трудностями;

модернизация каждого жилого крупнопанельного дома производится за счет средств инвестора;

компенсация вложенных инвестором средств происходит за счет реализации всех новых площадей, полученных при надстройке 6, 7-го этажей и мансарды.

В Омске разработан проект реконструкции 12 крупнопанельных 5-этажных домов первого поколения (серии 1-335 ПК) с усилением несущих конструкций на базе применения сборных железобетонных элементов, изготовленных на действующих предприятиях стройиндустрии. Успешно выполнены работы по усилению конструкций в первом доме из намеченной серии.

Проведенная Ассоциацией "Железобетон" конференция показала, что журналу "Бетон и железобетон" следует уделять особое внимание проблеме реконструкции зданий и сооружений, систематически публиковать статьи об опыте регионов России и зарубежных стран по этой важной технической и социальной проблеме.

К.В.Михайлов, Н.А.Маркаров,
д-ра техн. наук, профессора

Уважаемые подписчики!

*Продолжается подписка на периодику на I полугодие 1999 г.
Сведения о журнале "Бетон и железобетон" Вы найдете в Объединенном каталоге Минсвязи России в любом почтовом отделении связи.*

Наш индекс 70050.

VIII канадский международный симпозиум по искусственным бетонным кладочным изделиям

Ученые России и стран СНГ мало знакомы с деятельностью Национальных союзов Канады, США, Англии и других стран, объединяющих специалистов, занимающихся вопросами инженерии, архитекторы и конструирования зданий и сооружений из искусственных каменных кладочных изделий. Тем не менее это направление в современной архитектуре и строительстве наиболее развитых стран в настоящее время нашло самое широкое распространение. Наряду с керамикой, используемой, как правило, в качестве облицовки, бетонные изделия и армобетонные элементы конструкций на их основе в последнее время нашли массовое применение в жилищном и промышленно-гражданском строительстве. Использование таких изделий позволяет придавать архитектурно-художественную выразительность зданиям, гибко решать вопросы их планировки и благоустройства территорий, повышать сборность и законченность объектов.

Получение высокопрочных изделий из тяжелого и легкого бетонов, необходимых для многоэтажного строительства, стало возможным благодаря внедрению в строительную индустрию такой прогрессивной технологии, как вибропрессование жестких бетонных смесей, — плотных и крупнопористых.

Как показал анализ отечественных работ в области технологии бетонов, вопросам теории и практики вибропрессования до настоящего времени не уделялось должного внимания, хотя никто не отрицал высокой эффективности такой технологии. Это объясняется, с одной стороны, односторонностью технической политики в строительной индустрии, направленной на широкое внедрение крупносортового и монолитного строительства, а с другой стороны, — отсутствием необходимого технологического оборудования, обеспечивающего получение вибропрессованных изделий.

В противоположность такой политике за рубежом наряду с крупнопанельным и монолитным строительством широкое применение нашло блочное, которое на пороге столетий в жилищном и гражданском строительстве занимает ведущее место. Это подтверждают материалы последнего

(восьмого по счету) международного симпозиума, который проходил в национальном парке Канады — Джаспере (провинция Альберта) с 31 мая по 3 июня нынешнего года.

Первый симпозиум состоялся в 1976 г. в Калгари, второй в 1980 г. в Оттаве, а затем с интервалом в 3 года они проводились в университетских городах Канады — Эдмонтоне, Фредериктоне, Ванкувере, Саскатуне и Гамильтоне.

На прошедшем симпозиуме присутствовало 120 человек и было заслушано 60 докладов ученых, представлявших Австралию, Англию, Канаду, Кювейт, Голландию, Египет, Италию и США. Впервые на симпозиум были приглашены представители Восточной Европы (автор настоящей статьи и проф. Л.И. Дворкин, Академия водного хозяйства, г.Ровно). Симпозиум был организован Эдмонтонским университетом (провинция Альберта), Департаментом гражданских инженеров и Канадским НИИ искусственных каменных кладочных изделий (г.Эдмонтон). В числе 14 организаций-спонсоров были такие крупные, как Канадская ассоциация производителей бетонных блоков, Канадская поргланцементная ассоциация и ряд научно-исследовательских организаций Канады. Председателем оргкомитета являлся д-р, проф. Эдмонтонского университета Алаа Элви, вице-председателем — директор НИИ искусственных каменных кладочных изделий д-р Майкл Хатциниколас.

По тематике доклады были распределены по 14 направлениям и заслушивались на двух секциях. Ниже приводим краткий перечень наиболее интересных, на наш взгляд, докладов.

Секция А. Доклады на этой секции (всего их было представлено 28) отражали следующие вопросы: устойчивость, несущая способность и деформативность стен из кладочных бетонных блоков; численные методы анализа результатов испытаний фрагментов стен и сборных армированных перемычек, в том числе компьютерное моделирование поведения различных сооружений при воздействии комплекса нагрузок; воздействие окружающей среды (влажности и температуры) на стеновые конструкции (несущие блоки и облицовку); конструктивные мероприятия по обеспечению вентиляции, тепло- гидро- и пароизоляции стен из бетонных блоков; ремонт и реставрация зданий, имеющих архитектурно-историческую ценность, в частности, в Египте (доклад А.Хамида, Т.Эль-Саеда и А.Саламса "Восстановление исторической каменной кладки сооружений Египта") и в Канаде (доклад Х.Келлера и Д.Стеффенсона "Реставрация старинной кладки стен мемориального музея королевы Виктории в Оттаве").

На секции Б было заслушано 29 докладов по таким темам: методы расчета конструкций стен и вопросы сейсмической стойкости зданий; испытания на морозостойкость и динамическую прочность армированных элементов конструкций (сборных оконных и дверных перемычек) на поперечную силу; раствор и цементное тесто для кладки блоков (механические испытания, вопросы сцепления с бетоном блоков, повышение прочности известково-цементного и цементно-песчаного растворов; влияние извести и метилцеллюлозы на микроструктуру и свойства растворов); трещиностойкость стен из сборных блоков и воп-

Модульный размер, мм	100	150	200	250	300
Номинальная рабочая ширина, мм	90	140	190	240	290
Минимальная толщина стенки, мм	26	26	26	26	26
Ширина торцевого паза, мм	—	—	50	50	50
Приведенная ширина блока, мм	66	80	103	121	141
Пустотность, %	26	43	46	49	50
Масса стены в кладке, кг/м ² :					
тяжелый бетон, 2100 кг/м ³	140	170	215	255	300
легкий бетон, 1600 кг/м ³	110	130	165	195	230
Предел прочности бетона на сжатие, МПа			15...35		

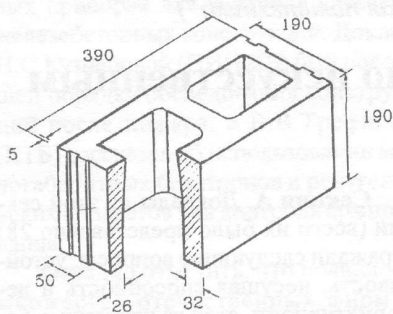


Рис. 1. Конструктивные размеры основного стандартного стенового бетонного блока

росы надежности; армирование сборно-блочных стен.

Среди докладов на этой секции следует отметить наиболее интересные: "Влияние типа раствора кладочного шва на надежность поведения бетонной кладки во времени" (Р. ван дер Плуим и А.Вермельтфорт, Голландия); руководителем симпозиума М.Хатциниколоса и А.Элви — "Дифференцирование трещинообразования в бетонной кладке стен"; "Армирование бетонной кладки преднапряженной углеродной фиброй" (С.Лессель, Д.Тиллерман, Е.Саид-Ахмед и Н.Шрив, Канада); "Передовые концепции армирования кладок" (Р.ван дер Хоевен, М.Шуллер и Д.Вуджэм, Голландия, Канада).

На симпозиуме состоялось презентация книги профессора Виннипегского университета гражданских инженеров Д.Глэнвилля и адъюнктов профессора М.Хатциниколоса (Эдмонтонский университет, Альберта) и Х.Бен-Омрана (Виннипегский университет) под названием "Инженерный расчет кладочных искусственных изделий" [1]. В настоящее время автор данного сообщения готовит русский перевод этой книги, издание которой планируется в 1999 г. во Львове.

В таблице приведена характеристика бетонных элементов согласно стандарту Канады S304/1-94, изготовляемых методом вибропрессования. На рис. 1 и 2 показаны типовые бетонные кладочные элементы, на рис. 3 — конструктивные решения стен и перемычек.

Доклады VIII симпозиума изданы отдельным томом объемом свыше 600 стр. на английском языке [2]. Автор данного сообщения принимал участие в работе симпозиума, располагает всеми материалами, которые могут быть высланы по просьбе заинтересованных лиц.

В заключение следует сказать, что

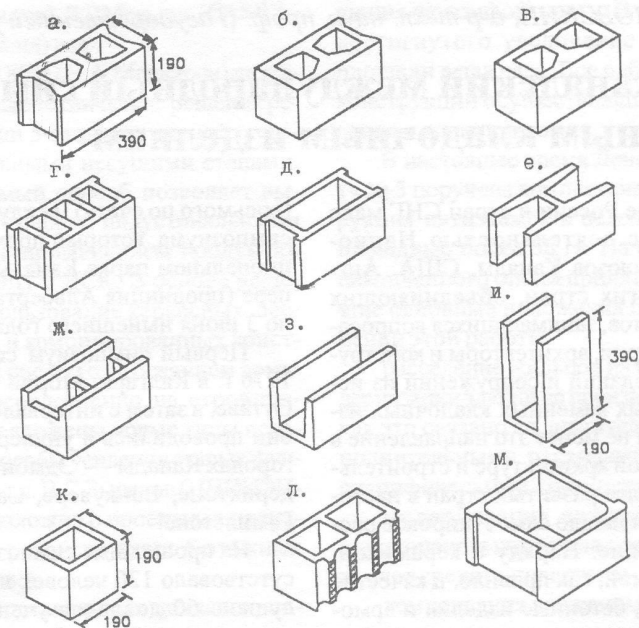


Рис. 2. Типовые бетонные стеновые блоки

а — рядовой; б — угловой; в — перегородочный; з — трехпустотный; д — O-образный; е — H-образный; ж...и — перемычечные; к — доборный; л — лицевой; м — элемент пилястры

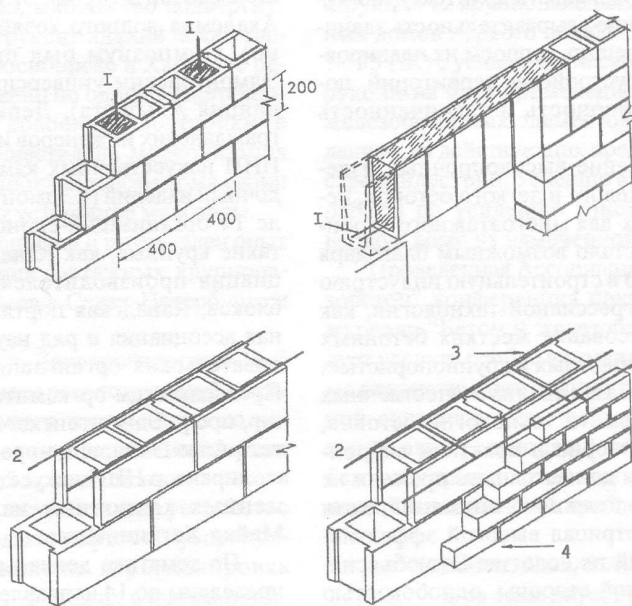


Рис. 3. Конструктивные решения стен и перемычек из бетонных блоков

1 — отдельные стержни; 2 — арматурная сетка; 3 — внутренняя поверхность стены; 4 — наружная облицовка

ближайшие международные конференции по искусственным каменным кладочным изделиям состоятся: 12–14 октября 1998 г. в Лондоне — V международная конференция, организуемая Британским союзом, и 6–9 июня 1999 г. в г.Аустин (штат Техас, США) — VIII Северо-Американская конференция, организуемая Техасским университетом.

Библиографический список

1. Glenville J., Hatzinikolas M., Ben-Omran H. Engineered Masonry Design. Limit States Design. — Winnipeg: Winston House Enterprises, 1996. — 368 p.
2. Proceedings of the 8th Canadian Masonry Symposium. Jasper, Alberta, May 31–June 3, 1998. Editors: A.E.Elvi, M.A.Hatzinikolas. Edmonton, Alberta, 1998.

Строительные конструкции на основе асбестоцемента

Асбест (горный лен) это минерал, обладающий комплексом полезных свойств, среди которых можно отметить несгораемость, эластичность, прочность и особую связующую способность волокон, стабильность химического состава, высокую адсорбционную способность, электрическое сопротивление, большой коэффициент трения, устойчивость против загнивания и коррозии, воздействия кислот и щелочей, способность задерживать бактерии, вредные вещества и радиационные излучения. Благодаря этим свойствам асбест является уникальным, незаменимым в ряде областей техники материалом. Предлагаемые же заменители асбеста не обладают и пятой частью его замечательных свойств; кроме того, они значительно дороже и менее технологичны в производстве, а многие, несмотря на малый срок применения, уже признаны биологически активными веществами, опасными для здоровья человека, даже при очень низких концентрациях.

Почему же тогда природный минерал асбест, широко применяемый в промышленности уже более 130 лет, вдруг оказался запрещенным к применению в США и восьми европейских странах, членах ЕС?

Объясняется все просто — эти страны не являются производителями асбеста, и в связи с его дефицитом в них еще в 1960-е годы был налажен массовый выпуск искусственных минеральных и полимерных волокон. Расширению их сбыта мешал асбест, добыча которого все время увеличивалась. В результате "деятельности" химических концернов в 70-е годы стало бытовать мнение о якобы чрезвычайной канцерогенности асбестовых волокон, появились первые ограничения на его применение, и уже более двадцати лет продолжается мощнейшая антиасбестовая компания, к которой подключились политики и средства массовой информации.

Для безопасного использования асбеста и защиты интересов промышленности страны-производители и потребители асбеста и асбестоцементных

материалов вошли в Международную ассоциацию асбеста (МАА), созданную обладателями асбестовых месторождений. В 1986 г. Международная организация труда приняла конвенцию № 162 по охране труда при использовании асбеста, дополнила ее рекомендацией о контролируемом использовании материала, признав тем самым отказ от применения асбеста необоснованным. Благодаря активной позиции МАА в 1991 г. было аннулировано постановление Агентства по охране окружающей среды (США) о полном запрещении асбеста. В 1996 г. в России была создана некоммерческая организация "Асбестовая ассоциация", одним из важнейших направлений деятельности которой является реализация мероприятий, рекомендованных упомянутой конвенцией.

Россия занимает ведущее место в мире по запасам, производству и экспорту в 45 стран хризотил-асбеста. Наибольшее промышленное значение имеет хризотил-асбест Баженовского месторождения (г. Асбест Свердловской обл.), эксплуатируемого уже 130 лет, мощность которого составляет 200 млн. т горной массы в год. Успешно эксплуатируются Автокерское (Тува) и Киембаевское (Оренбургская обл.) месторождения. В уральском асбесте нет присущих этому минералу из других месторождений вредных примесей — талька и магнетита. АО "Ураласбест" принадлежит 20% общемировой добычи этого минерала, треть которого экспортируется.

Хризотил-асбест обладает слабо-выраженным токсичным, умеренным фиброгенным и канцерогенным действием в сравнении с добываемыми за рубежом (Канада, Бразилия, Зимбабве, ЮАР, Китай) асбестами амфиболовой группы. Хризотил-асбест относится к крайне низкой опасности (т.е. к "редким событиям"). Это значит, что вероятность смертельного исхода за 70 лет контакта с асбестовой пылью в пределах ПДК (2 мг/м³ воздуха) для 100000 некурящих лю-

дей составляет менее человека, а от "сверхвысокой опасности" — курения смертность за этот же период составляет 21900 человек. Однако сигареты рекламируются в средствах массовой информации. Институт асбеста Канады вообще не связывает асбестообусловленные заболевания с российским хризотилом, волокна которого, попадая в органы дыхания, способны растворяться в кислой среде, и поэтому не накапливаются.

В г. Асбест, где расположено крупнейшее Баженовское месторождение, концентрация асбестоносительной пыли в атмосфере воздуха составляет 0,05 мг/м³, а запыленность воздуха на предприятиях комбината "Ураласбест" в среднем 4,9 мг/м³. При этом смертность населения здесь ниже, чем в среднем по области и России.

Ученые многих стран, изучавшие хризотил-асбест, пришли к выводу, что он менее опасен, чем альтернативные материалы. Опасность асбеста, с медицинской точки зрения, возникает при вдыхании его волокон с воздухом. Население же имеет контакт не с асбестом в свободном состоянии, а с асбестоносительными материалами, в которых волокна асбеста надежно связаны цементом, крахмалом, резиной, битумом, смолами. Поэтому опасность связана с производством асбеста и большой номенклатурой изделий на его основе при значительном превышении ПДК в воздухе. Проведенные в Канаде исследования с асбестовыми волокнами показали, что при соблюдении ПДК также не обнаруживается превышение смертности над обычной.

Сегодня уже с полной уверенностью можно утверждать, что выдвинутые 20 лет назад прогнозы относительно опасности асбеста не оправдались. Более того, проведенные в США исследования в отношении 25000 рабочих, производящих минеральную вату, стекловолокна, базальтовое и угольное волокно, а также синтетические волокна, дали показатель смертности, заметно превышающий обычный.

Главным недостатком новых ком-

позитных материалов является малоизученность их свойств за сравнительно короткий срок. Даже такие новые, считающиеся эффективными материалы, как цемент с целлюлозным волокном или со стекловолокном, на 30...40% дороже в производстве и уступают по свойствам асбестоцементу из-за намного более слабого сцепления волокна с цементной матрицей.

Учитывая уникальные свойства российского хризотил-асбеста, его колоссальные запасы и огромные созданные производственные мощности, необходимо совершенствовать изделия на его основе и расширять область их применения, особенно в свете новых задач по снижению энергозатрат в строительстве и возведению экологически чистого и дешевого жилья.

Сегодня в России в городах Белгороде (АО "Белгородасбестоцемент"), Брянске, Воскресенске (АО "Русь"), Красноярске, в Ленинградской, Московской (АО "Мосасботермостекло") и Тверской (НПО "Асбестоцемент") областях, а также в ряде других регионов имеются крупные предприятия, производящие строительные изделия из асбоцемента. Их изготавливают в основном из цемента, асбеста и воды на различных автоматизированных технологических линиях. Недостатком технологии является большая продолжительность производственного цикла, которая составляет около двух недель. Кроме того, для набора прочности и повышения качества изделия рекомендуется использовать только через 28 сут после их изготовления и выдержки на теплом складе.

Значительное сокращение производственного цикла при выпуске (с 14 до 3 сут) достигается при использовании автоклавов. При этом дополнительно (более чем на треть) снижается расход цемента за счет замены его молотым кварцевым песком, улучшается качество изделий и стойкость их при работе в агрессивных средах, но добавляются энергозатраты на тепловую обработку.

Асбестоцементные изделия подразделяются на листы (АЦЛ), трубы (АЦТ), фасонные детали (АЦФ), панели и плиты (АЦП).

Волокнистые листы (шифер) име-

ют толщину 5...6 мм и используются для покрытий и стен. Листы плоские толщиной 8, 10, 12 мм предназначаются для стеновых панелей, плит покрытий и перегородок, а толщиной 4, 6 и 8 мм — для облицовки. Облицовочные листы для внутренней отделки выпускаются с декоративным покрытием. Кроме того, производятся доски подоконные толщиной 16 мм и электротехнические (АЦЭИД) толщиной до 40 мм, а также кровельные плитки (этернит) толщиной 4 мм.

Трубы и муфты применяют при строительстве напорных водопроводов с гидравлическим давлением 3...15 атм; диаметр труб 10...50 см, длина 3, 4 и 6 м. Такие водопроводы относятся к категории наиболее гигиеничных, они надежны в эксплуатации, долговечны в грунте, обладают небольшим гидравлическим сопротивлением. Для наружной канализации, дренажных коллекторов, мелиоративных систем, телефонных каналов изготавливают безнапорные трубы длиной 3 и 4 м, диаметром 100...368 мм, с толщиной стенок 9...17 мм. Разработаны также обсадные трубы со стыком на резьбовом соединении для крепления стенок буровых скважин при добыче подземных вод на глубине до 200 м.

Короба прямоугольного сечения, предназначенные для устройства систем вентиляции воздуха, изготавливают длиной 4 м, сечением от 150x200 до 200x300 мм, с толщиной стенок 9 мм.

Фасонные детали используются для устройства: коньков кровель; переходов для покрытий и оконных проемов; угловых обрамлений стен и торцевых покрытий; гребенок незатекательных и незадуваемых стыков и карниза; лотков деформационных швов покрытий и стен. Кроме того, выпускаются уголки, швеллеры и другие профили.

Конструкции панелей и плит подразделяются на неутепленные, утепленные и акустические. Имеется опыт изготовления цельноформованных изделий. Однако в основном делают сборные панели и плиты из листов, объединенных армоцементным профилем или деревянным брусом. Листы с асбоцементными швеллерами объединяют с помощью эпоксидного клея или алюминиевых заклепок, а к деревянному каркасу их прикручива-

ют оцинкованными шурупами с потайной головкой. Плиты и панели на асбестоцементном каркасе рассчитывают, как единую конструкцию, с учетом податливости стыков, а на деревянном каркасе работу листов и балок учитывают отдельно, оставляя зазоры между шурупами и поверхностью многоярусных отверстий в листах. В качестве эффективного утеплителя применяется несгораемый или трудносгораемый (обычно волокнистый) материал в виде полужестких или жестких плит.

Марка асбоцементных изделий характеризуется их прочностью при изгибе, которая даже для шифера низкого качества не допускается ниже 160 кгс/см², а для досок АЦЭИД высшего качества достигает 500 кгс/см². При этом объемная масса составляет соответственно 1600 и более 1800 кг/м³. Благодаря высокой прочности асбоцемента при изгибе, сжатии, растяжении, срезе конструкции из него можно не армировать, хотя при желании металлическая или стеклопластиковая арматура может быть приклеена эпоксидной смолой.

Недостатком асбоцементных изделий, применяемых в строительстве, является их низкая ударная вязкость (1,4...2,6 кгс см/см²) из-за высокого содержания в смеси асбестовой пыли вместо дефицитных волокон. В то же время доски АЦЭИД имеют ударную вязкость при толщине 6...12 мм не менее 4, а при толщине 15 мм и более — 6 кгс см/см², что выше, чем у стеклофибробетона. Склеивание асбоцементных листов АЦЛ с утеплителем или линолеумом, так же, как и оклейка их стеклотканью, устройство засыпки или стяжки под полы, заметно повышает их ударную вязкость.

Несмотря на очевидные достоинства, в недавнем прошлом (при затратной экономике) внедрение асбоцемента при строительстве зданий шло достаточно вяло из-за его низкой стоимости. В основном его применяли для холодных крыш жилых домов на селе, ограждающих конструкций транспортных галерей и складов, внутренней отделки промышленных и общественных зданий. Опытные стеновые панели-сэндвичи с утеплителем из полистирольных плит применяли еще в 1960-е годы для сельских производственных зданий. Обследование этих

панелей после 12 лет эксплуатации в агрессивных условиях на птицефабрике показали их хорошее состояние.

В 1980-е годы были разработаны конструкции наружных стеновых панелей на комнату для гражданских зданий различных сборных, монолитных и кирпичных строительных систем. Для каркасных зданий более привлекательны наружные стены с разнообразной полосовой разрезкой, которые можно применять и для строительства коттеджей. Стены полистовой сборки на деревянном каркасе для индивидуальных зданий можно монтировать в построечных условиях. В последние годы из-за запрета на асбест его практически перестали применять для стен и отделки внутри жилых помещений,

рекомендуя для заборов, хозблоков и беседок на садовых участках.

Применение листов АЦЭИД для поверхностей конструкций, подверженных удару, позволит их использовать и для несущих перекрытий зданий. В этом случае малоэтажные индивидуальные и сблокированные дома можно будет полностью решать из асбестоцементных изделий, дерева и утеплителя. Благодаря защите деревянного каркаса асбестоцементными листами панели и плиты (при использовании негорючих минераловатных плит для утепления и звукоизоляции) можно отнести к группе негорючих, с пределом огнестойкости 1 ч.

Другим эффективным направле-

нием строительства зданий является использование асбестоцементных изделий в качестве несъемной опалубки для монолитного железобетона и утеплителя. В этом решении древесина в колоннах и ригелях заменяется железобетоном, что позволяет возводить дома любой этажности без применения дорогой и трудоемкой опалубки.

В условиях рыночной экономики асбестоцементные конструкции должны получить свое второе рождение. Для этого есть все составляющие: большие запасы сырья, развитая производственная база, высокое качество, низкая стоимость.

Не хватает только объективной информации об этом материале.



Фирма "ВНИИР"

Оборудование для строительных лабораторий

На рынке лабораторного оборудования с 1991 г.

Основные направления деятельности фирмы:

- поставки приборов и оборудования для лабораторий;
- ремонт и калибровка оборудования;
- консультации и обучение персонала;
- разработка, производство и внедрение новых лабораторных приборов.

Мы предлагаем:

- Оборудование для испытания вяжущих, заполнителей, бетонов и растворов, грунтов, арматуры.
- Силовое и термическое оборудование.
- Измерители теплопроводности материалов, температуры, влажности, давления и времени.
- Виброметры, дефектоскопы, дозиметры, геодезические приборы.
- Весы, гири, разновесы, посуда химическая и лабораторная (стекло, фарфор).

Т/Ф (095) **430-2947, 437-2274**

Влагомер строительных материалов и конструкций ВСКМ-12+

Пределы измерения

влажности в % массы

- тяжёлый бетон 0...5
- легкий бетон, цементно-песчаный раствор 2...20
- кирпич глиняный 1...5
- песок строительный 1...15
- древесина 8...60
- других материалов - по требованию заказчика

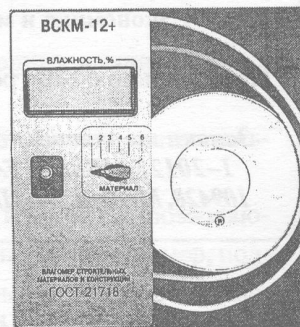
Осн. абс. погрешность

- в диап. 0...40% ... $\pm 0,5$...2%
- > 40% не нормируется

Длит. измерения 1 мин

Число каналов

для настройки 6



Оперативный контроль влажности:

- материалов широкой номенклатуры непосредственно в изделиях, конструкциях и сооружениях;
- сыпучих, твердых и волокнистых материалов в лабораторных, производственных и натуральных условиях;

Диагностика влажностного режима зданий и сооружений при их обследовании в процессе реконструкции (ремонта).