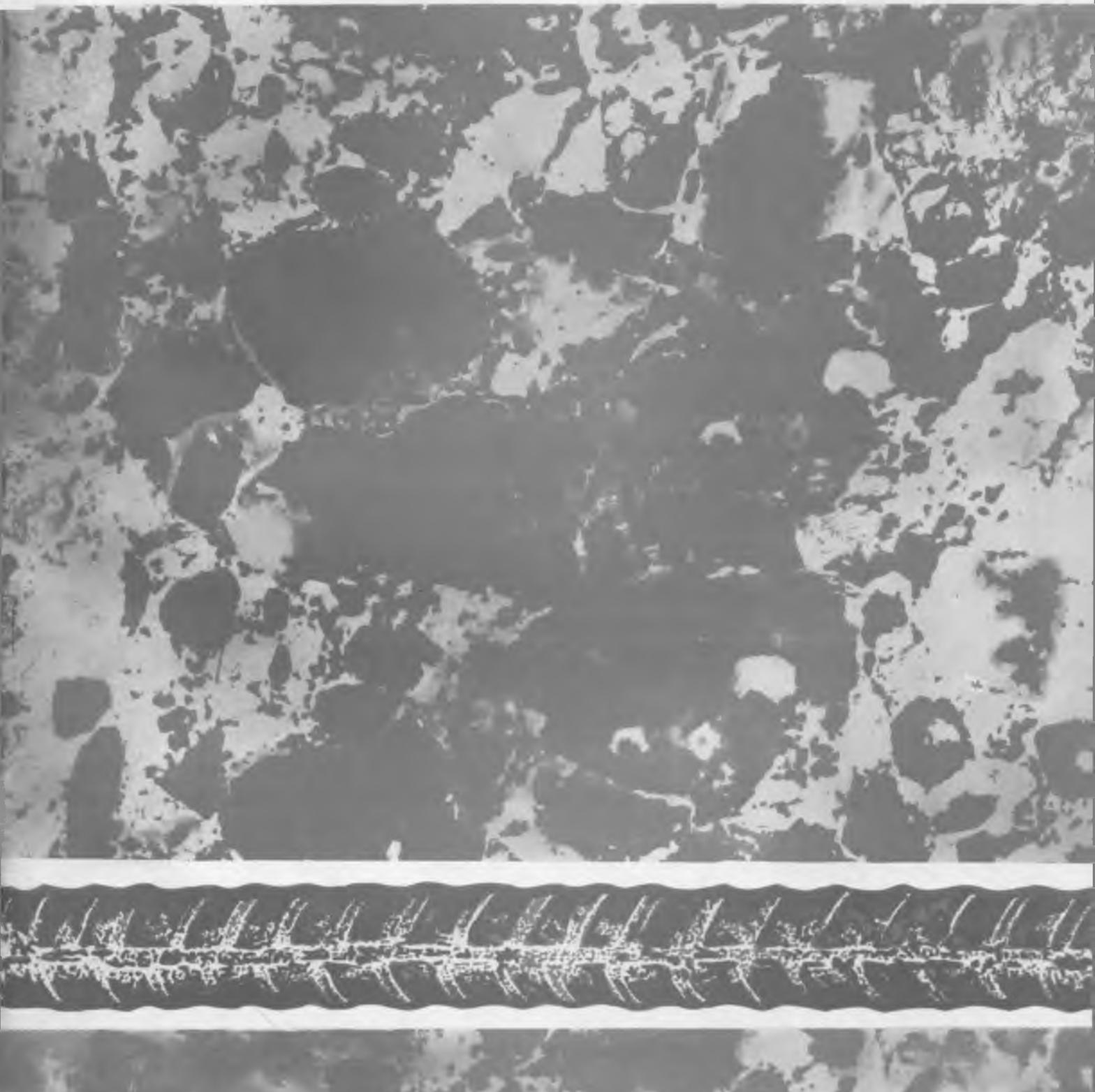


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

3

2000





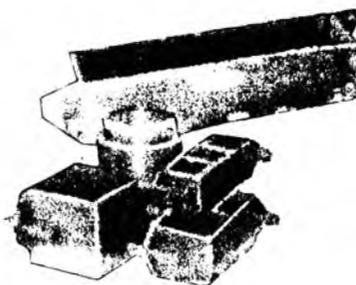
Контрос

ИНЖЕНЕРНО - ТЕХНИЧЕСКИЙ ЦЕНТР средств контроля качества строительных работ



*Формирует план на второе полугодие 2000 года
и принимает предварительные заказы на*

ИЗГОТОВЛЕНИЕ И ПОСТАВКУ
широкой номенклатуры средств контроля качества
вяжущих, заполнителей, бетонной смеси, бетона и
обследования железобетонных конструкций.



ИТЦ «КОНТРОС» является ИЗГОТОВИТЕЛЕМ
более 30-ти типов изделий, среди которых:

- формы для изготовления контрольных образцов
- средства неразрушающего контроля прочности бетона
- устройства экспрессной оценки активности цемента
- установки и устройства для оценки водонепроницаемости бетона
- камеры универсальные пропарочные

**ДЛЯ ЭФФЕКТИВНОГО КОНТРОЛЯ И УПРАВЛЕНИЯ КАЧЕСТВОМ
выпускаемой продукции**



Лабораториям товарного бетона и сборного железобетона
универсальный пакет программ



КОНТАКТНЫЕ ТЕЛЕФОНЫ: ☎ (095) 994-16-03, тел/факс: 179-85-17, 972-43-67

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

КОНСТРУКЦИИ

НУРУТДИНОВ Р.Ф., СОКОЛОВ В.В., ПАНАСЮК Н.А., АФАНАСЬЕВ П.Г., БОРИСОВ В.А., ЕСИН А.Ф., ОЖГИБЕСОВ Ю.П., КАЛЯДИН Ю.А., СОКОЛОВА Н.С. Изготовление теплых стеновых панелей в Татарстане 2

БЕТОНЫ

ХОЛМЯНСКИЙ М.М. Влияние структурного масштабного эффекта на механическое сопротивление бетона при симметричном смятии 5

КОПЫЛОВ В.Д. Теоретические предпосылки вакуумной обработки свежесушеного керамзитобетона на основе разогретых смесей 8

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

КАРАБАНОВ Б.В. Практическая методика расчета совместной работы сборных железобетонных плит в перекрытии 11

РАЙЗЕР В.Д., МКРТЫЧЕВ О.В. К оценке надежности железобетонных конструкций при нелинейном деформировании 15

ИВАНОВ С.И. Учет трещин при расчете конструкций монолитных зданий методом конечных элементов 20

В ПОМОЩЬ ЗАВОДСКИМ ЛАБОРАТОРИЯМ

ГОРШКОВ В.А., СОРКИН Э.Г. Автоматизированное рабочее место для заводской лаборатории 23

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

ГУЗЕЕВ Е.А., ПИРАДОВ К.А., МАМАЕВ Т.Л., МОЧАЛОВ А.Л. Оценка морозостойкости бетона по параметрам механики разрушения 26

В ПОРЯДКЕ ОБСУЖДЕНИЯ

ТРАМБОВЕЦКИЙ В.П. О новых терминологических понятиях в строительстве из бетона 28

БИБЛИОГРАФИЯ

МИХАЙЛОВ К.В. Огнестойкость и огнесохранность железобетонных конструкций 30

НАШЕ НАСЛЕДИЕ

К 100-летию со дня рождения А.В.Волженского 32



Москва
Издательство
"Ладья"

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080
Издательская лицензия № 065354 от 14.08.97

Р.Ф.НУРУТДИНОВ, В.В.СОКОЛОВ, Н.А.ПАНАСЮК, инженеры (ОАО "Набережночелнинский завод КПД"); П.Г.АФАНАСЬЕВ, В.А.БОРИСОВ, А.Ф.ЕСИН, инженеры (КБ им.А.А.Якушева Госстроя России); Ю.П.ОЖГИБЕСОВ, канд.техн. наук (НИЦ "Здания" ОАО "ЦНИИС"); Ю.А.КАЛЯДИН, канд. техн. наук (НИИМосстрой); Н.С.СОКОЛОВА, канд.техн. наук (УГАСН Минстроя РТ)

Изготовление теплых стеновых панелей в Татарстане

Разработка и внедрение в практику строительства теплоэффективных стеновых ограждающих конструкций жилых домов, отвечающих новым повышенным нормативным требованиям второго этапа энергосбережения СНиП II-3-79* "Строительная теплотехника", является актуальной задачей строительных организаций и предприятий стройиндустрии республики Татарстан [1, 2].

ОАО "Набережночелнинский завод крупнопанельного домостроения" является одним из ведущих предприятий республики, которое располагает развитой производственной базой по изготовлению комплектов конструкций крупнопанельных жилых домов, а также строительными и комплектующими подразделениями для возведения в регионе многоэтажных зданий быстрой готовности.

Предприятие специализируется на производстве конструкций, строительстве 5, 10 и 12-этажных жилых домов серии 83НЧ, изготовлении бетонных и железобетонных изделий для коттеджного строительства, выпускает большую гамму товаров народного потребления.

Одним из важных направлений деятельности предприятия является участие в программе республики Татарстан по ликвидации ветхого жилья, в соответствии с которой осуществляется поставка конструкций для строительства новых жилых домов в г.Казань и другие районы республики.

Одновременно ОАО "Набережночелнинский завод КПД" выполняет разработку и внедрение в практику строительства перспективных технических решений для

своих конструкций, которые обеспечивают современные требования по энергосбережению, экономии материальных и трудовых ресурсов, а также позволяют максимально эффективно использовать имеющуюся производственную базу и местные строительные материалы.

В связи с решениями Госстроя России и министерства строительства республики Татарстан о необходимости повышения теплозащиты строящихся зданий и сооружений завод одним из первых в республике выполнил комплекс по переводу производства наружных стеновых панелей в соответствии с новыми нормативными требованиями.

Указанные работы включают выбор оптимальных конструктивных и технологических решений для наружных стеновых панелей; максимальное использование имеющейся металлооснастки, технологических линий и оборудования; применение местных строительных материалов (в том числе замену керамзитобетона на более экономичный обычный тяжелый бетон); разработку необходимой проектно-конструкторской, технологической, а также нормативно-технической документации; изготовление изделий-представителей; испытание конструкций; подготовку производства; обучение рабочих и ИТР новым правилам производства работ; освоение серийного выпуска конструкций.

На первом этапе был проведен анализ имеющихся данных научных исследований, проектно-конструкторских работ и производственного опыта. В результате было установлено, что одним из

наиболее перспективных направлений, отвечающих новым повышенным нормативным требованиям теплозащиты крупнопанельных зданий, является переход на трехслойные наружные стеновые панели с дискретными связями в виде бетонных армированных шпонок [4...8].

Комплекс подготовительных работ, а также перевод производства на выпуск новых теплоэффективных конструкций был осуществлен ОАО "Набережночелнинский завод КПД" при участии ГУП "Конструкторское бюро по архитектурно-строительным системам и новым технологиям имени А.А.Якушева" (КБ им.А.А.Якушева) Госстроя России с учетом результатов исследования и опыта внедрения НИЦ "Здания" ОАО "ЦНИИС" и НИИМосстроя [4, 5, 7, 8].

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 может изготавливаться в существующих металлоформах.

Трехслойные панели предназначены для строительства 5...10-этажных жилых домов серии 83НЧ во II климатическом подрайоне с расчетной зимней температурой наружного воздуха -33°C и обычными геологическими условиями (регионы республики Татарстан). По статической работе наружные панели — несущие. Нагрузка от вышележащих этажей восприни-

мается только внутренним бетонным слоем изделия.

Для изготовления панелей КБ им. А.А.Якушева при участии ОАО "Набережночелнинский завод КПД" разработан Альбом 83НЧ-КЖИ.1-93 "Наружные стеновые панели трехслойные с дискретными связями. Рабочие чертежи. Арматурные изделия".

Наружные стеновые панели (рядовые), а также парапетные панели состоят из трех слоев по толщине: наружного толщиной 70 мм, утепляющего толщиной 200 мм и внутреннего толщиной 80 мм. Общая толщина панелей — 350 мм. Наружные стеновые панели (торцевые) имеют наружный слой толщиной 70 мм, утепляющий слой 250 мм и внутренний слой толщиной 130 мм. Общая толщина панелей — 450 мм. Наружные цокольные панели также состоят из трех слоев по толщине: наружного — 80 мм, утепляющего — 100 мм и внутреннего — 120 мм в рядовых панелях и 220 мм — в торцевых панелях. Общая толщина рядовых цокольных панелей — 300 мм, торцевых — 400 мм.

Наружный и внутренний слои панелей выполняются из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В15 плотностью Д2400, марка по морозостойкости F50. Проверку прочности бетона следует выполнять в соответствии с ГОСТ 10180–90. Утепляющий слой панелей состоит из плит полистирольного пенопласта типа ПСБ-С марки 25...35 по ГОСТ 15588-86. Наружный и внутренний бетонные слои соединяются между собой железобетонными шпонками (дискретными связями) размером в сечении 60x140 мм, образуемыми в процессе формования панелей.

Размеры, количество и расположение шпонок определяются исходя из принятых конструкторских решений и размеров панелей, по данным теплотехнических и прочностных расчетов, результатов статических испытаний панелей и их фрагментов, а также по оценке величины технологических, транспортных, монтажных и эксплуатационных нагрузок, которые

должны восприниматься наружными стеновыми панелями.

Внутренний слой панелей армируется пространственными каркасами, а наружный слой — сварными сетками с ячейкой 100x200 мм из арматурной проволоки диаметром 4 мм класса Вр-1.

В качестве декоративной отделки предусмотрена облицовка панелей керамической плиткой (размером 48x48 мм), а также стеклоплиткой (18x18 мм).

На основании теплотехнических исследований этих панелей в климатических условиях республики Татарстан, а также проведенных расчетов [1, 4, 8] установлено следующее:

- приведенное сопротивление теплопередаче наружных стеновых панелей ($R_{пр}$ в $м^2 \cdot ^\circ C / Вт$) находится в пределах от 3,54 (двухмодульная панель с окном и балконной дверью) до 4,42 (панель торцевой стены без светопроемов), что соответствует требованиям новых теплотехнических норм;

- приведенное сопротивление теплопередаче наружных парапетных панелей находится в пределах 4...4,2 $м^2 \cdot ^\circ C / Вт$;

- приведенное сопротивление теплопередаче надземной части цокольных панелей составляет 2...2,2 $м^2 \cdot ^\circ C / Вт$.

Среднее приведенное сопротивление теплопередаче наружных стеновых панелей секции типового этажа равно: рядовой секции — 3,70 $м^2 \cdot ^\circ C / Вт$; торцевой секции — 3,88 $м^2 \cdot ^\circ C / Вт$.

Средний коэффициент теплопроводности однородности наружных стен равен: рядовой секции $Z_{ряд} = 0,72$; торцевой секции $Z_{тор} = 0,75$.

Минимальные температуры на внутренней поверхности наружных стен в местах расположения теплопроводных включений (шпонок, закладных деталей, стыков и оконных откосов) выше температуры точки росы внутреннего воздуха, равной 10,7 $^\circ C$, при температуре внутреннего воздуха 20 $^\circ C$, что отвечает требованиям теплотехнических норм.

Натурные испытания панелей,

проведенные Республиканской центральной аналитической лабораторией по энергосбережению в строительном комплексе управления Госархстройнадзора при Министерстве строительства РТ, показали, что:

1. Температурные поля стеновых панелей в основном однородны. Температурный перепад между точками на поверхностях панели в зоне шпонок по глади составляет не более 1,5 $^\circ C$. Пересчет температур на расчетные показал, что минимальные температуры на внутренней поверхности наружных стен в местах расположения теплопроводных включений (шпонок и оконных откосов) составляет в среднем 16...17 $^\circ C$, что выше температуры точки росы, равной 10,7 $^\circ C$.

2. Приведенное сопротивление теплопередаче наружных стен толщиной 350 мм находится в пределах 3,7 $м^2 \cdot ^\circ C / Вт$.

3. Среднее условное сопротивление теплопередаче панелей без учета теплопроводных включений составляет 5,4 $м^2 \cdot ^\circ C / Вт$.

Панели изготавливают по поточно-агрегатной технологии в существующих металлоформах фасадной поверхностью на поддон ("лицом вниз"). При формовании принята следующая последовательность технологических операций.

В форму с закрытыми бортами укладывают арматурные изделия. Съёмные части проемообразователей устанавливают до каркасов. Петлевые выпуски и закладные детали фиксируются на бортах и поддоне формы. Фиксация каркасов и сеток должна обеспечиваться с помощью пластмассовых или цементных фиксаторов.

Перед бетонированием наружного слоя панели производят укладку и фиксацию арматурных сеток наружного слоя, установку подъемных петель, каркасов дискретной связи, деревянных пробок, а также, если надо, закладных деталей.

После бетонирования наружного слоя укладывают утеплитель. Плиты ПСБ должны поставляться на

пост формирования с заранее вырезанными отверстиями для образования шпоночных связей. Зазор между металлическими поверхностями подъемных петель и анкерамикладных деталей, проходящих через утепляющий слой, вырезается по месту и должен быть не менее 20 мм и не более 30 мм. При стыковке плит утеплителя следует обеспечить плотное прилегание кромок, для чего рекомендуется применять фиксаторы-скобы из проволоки Ø 3... 4 мм.

После укладки и проверки правильности расположения утеплителя выполняют армирование внутреннего слоя. Устанавливают пространственный каркас КПВ и анкерные петли, которые крепятся к КПВ вязальной проволокой. После фиксации в проектном положении всех арматурных изделий выполняют бетонирование внутреннего слоя с тщательным штыкованием бетонной смеси в шпонках. Продолжительность виброуплотнения бетонной смеси определяют лабораторным путем по результатам испытания контрольных кубиков до получения проектной прочности бетона. Термообработку панелей необходимо вести при температуре не выше 70°C, повышение температуры до 80°C допустимо на срок не более 30 мин. Распалубка панелей должна производиться при достижении бетоном прочности не менее 70% проектной.

Для оптимизации конструктивных и технологических решений разрабатываемых панелей в ОАО "Набережночелнинский завод КПД" была выпущена опытная партия изделий-представителей и проведены их статические испытания, которые подтвердили соответствие изделий проектным прочностным требованиям.

На основании обобщения результатов проведенных опытно-промышленных работ и требований действующих нормативных документов разработаны технологический регламент и технические условия на изделия. Показано, что трехслойные наружные стеновые панели из тяжелого бетона на диск-

ретных связях в виде армированных бетонных шпонок для 5...10-этажных крупнопанельных жилых домов серии 83НЧ ОАО "Набережночелнинский завод КПД" 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 регионе республики Татарстан, а также в других районах строительства с аналогичными природно-климатическими и геологическими условиями.

Применение таких панелей позволяет:

- обеспечить требования второго этапа энергосбережения и повысить теплозащитные качества наружных стеновых ограждающих конструкций жилых домов серии 83НЧ;

- использовать при изготовлении панелей имеющийся парк металлоформ;

- применить при изготовлении трехслойных панелей обычный тяжелый бетон взамен ранее применявшегося керамзитобетона;

- организовать выпуск теплоэффективных стеновых панелей на имеющихся технологических линиях и действующем оборудовании;

- для арматурных каркасов соединительных элементов (шпонок), а также при армировании бетонных слоев изделий использовать обычную арматурную сталь классов А-II, А-III, Вр-1, а также А-1;

- 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;

- добиться требуемой прочности и жесткости панелей при распалубке, монтаже и транспортировании, в том числе на значительные

расстоянии, так как исключается возможность смещения слоев конструкции (как при "гибких связях");

- обеспечить соблюдение нормативных требований ГОСТ 11024-84** при эксплуатации зданий.

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 в республике Татарстан и в регионах с аналогичными условиями.

Приглашаем к сотрудничеству все заинтересованные организации. Наш адрес: 423808, Республика Татарстан, г.Набережные Челны, пос.БСИ, ОАО "Набережночелнинский завод КПД"; тел. (8552) 42-85-45, 42-87-46; факс (8552) 46-54-75.

Библиографический список

1. СНиП II-3-79* "Строительная теплотехника". Минстрой России, 1995.
2. "О теплозащите строящихся зданий и сооружений". Постановление Госстроя России от 02.02.98 г. № 18-11.
3. ГОСТ 11024-84** "Панели стеновые бетонные и железобетонные для жилых и общественных зданий".
4. Ожгибесов Ю.П., Хабибуллин К.И., Калядин Ю.А. Предложения по улучшению теплозащитных характеристик стеновых конструкций//Бетон и железобетон. — 1996. — № 1.
5. Никитин Е.Е., Сиора В.А., Ипатьев И.А. Теплые панели наружных стен в существующей бортооснастке//Промышленное и гражданское строительство. — 1997. — № 4.
6. Ресин В.И., Стрельбицкий В.П., Сахаров Г.П. Энерго- и материально-эффективные ограждающие конструкции зданий//Бетон и железобетон. — 1997. — № 6.
7. Ожгибесов Ю.П. Стеновые панели для второго этапа новых теплотехнических норм//Бетон и железобетон. — 1998. — № 3.
8. Бирулин Ю.Ф., Калядин Ю.А., Соколов А.Б. Трехслойные панели наружных стен с дискретными связями//Промышленное и гражданское строительство. — 1998. — № 9.

М.М.ХОЛМЯНСКИЙ, д-р техн.наук, проф.

Влияние структурного масштабного эффекта на механическое сопротивление бетона при симметричном смятии

Ранее было рассмотрено влияние структурного масштабного эффекта (СМЭ) при простейших видах нагружения: испытание на твердость, осевое растяжение и сжатие.

Сопротивление бетона смятию зависит не только от структуры и микропрочности бетона, но и от формы, размеров и условий опирания образцов, то есть, строго говоря, не может считаться механической характеристикой бетона. Тем не менее, во-первых, любое механическое свойство материала вынужденно относится к каким-то определенным условиям испытаний, во-вторых, именно при смятии в наибольшей мере проявляются особенности сопротивления бетона в зависимости от вида нагрузки, а также влияние СМЭ. Последнее решающим образом зависит от площади ω площадки смятия или ее минимального размера c .

1. Основные механизмы сопротивления бетона при смятии

В зависимости от величины ω или c весьма четко различаются четыре основных вида смятия, отличающихся механизмом сопротивления и разрушения [1].

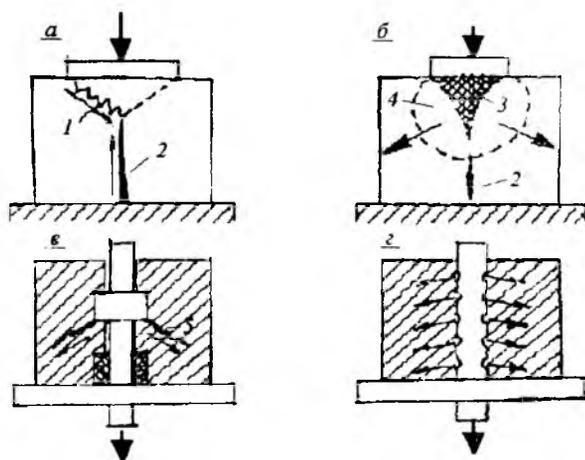


Рис.1. Основные механизмы смятия

a — первый механизм смятия; *б* — второй механизм смятия;
в — третий механизм смятия; *г* — четвертый механизм смятия

1 — межзерновой сдвиг; 2 — трещина раскалывания;
3 — область трехосного сжатия; 4 — область пластических деформаций; 5 — главная трещина

Первый основной механизм (рис.1, *a*). При больших c высок уровень поперечных растягивающих напряжений. Это обуславливает раннее появление "трещины раска-

лывания" (ГР, 1). Ее развитие вверх создает условия для возникновения межзернового сдвига (МЗС, 2), который приводит к разрушению.

Второй основной механизм (рис.1, *б*). Уменьшение c приводит к увеличению напряжений смятия и одновременно к уменьшению поперечных растягивающих напряжений. В результате деструкция может начаться не с появления ГР, а с внутризернового сдвига по поверхностям, проходящим через края штампа с выделением области трехосного сжатия 3. Развитие внутризернового сдвига вне этой области 4 сопровождается ростом поперечных растягивающих напряжений и появлением ГР, которая приводит к разрушению.

Третий основной механизм (рис.1, *в*). Опасность появления ГР определяется распорностью напряженного состояния, которая характеризуется отношением равнодействующей поперечных усилий, действующих по одну сторону плоскости симметрии H , к величине P передаваемой нагрузки. Казалось бы, распорность должна расти в ходе нагружения неограниченно. Однако этого не происходит из-за появления "главных трещин" (ГТ, 5). Эти трещины, распространяясь от углов штампа, определяют направление главных сжимающих напряжений и тем фиксируют величину распорности на определенном уровне. Появление ГТ характерно для третьего механизма. Разрушение вновь происходит в результате развития ГР.

Четвертый основной механизм (рис.1, *г*). Возникает при контакте бетона с профилированной арматурой, имеющей невысокие выступы или неглубокие вмятины. Роль ГТ теряется. Возможно, что они в этом случае вообще не появляются, так как растягивающие напряжения, которые должны были их вызывать, действуют в малых объемах, имеющих высокую прочность на растяжение. Нарушение контакта бетона с арматурой происходит из-за оттеснения бетона и частичного выхода арматуры из зацепления.

Общий характер изменения $\sigma_{bc}^{(max)} / R$ показан на рис.2. При всех механизмах, кроме, может быть четвертого, наблюдается влияние СМЭ.

Поскольку общей теории расчета бетона на смятие не существует, необходима классификация видов смятия. Удобно различать по крайней мере три вида смятия:

- по малым площадкам ($c \leq 1$ мм);
- по средним площадкам ($1 \text{ мм} < c < 10$ мм);
- по большим площадкам ($c \geq 10$ мм).

Опытных и расчетных данных о смятии по малым площадкам мало; этот вид смятия имеет ограниченное распространение, влияние СМЭ при нем, по-видимому, невелико. Все это послужило основанием для того, чтобы ограничиться ниже случаями смятия по большим и средним площадкам.

То, что изменение c , то есть изменение масштаба, ведет к радикальному изменению механизма и величины сопротивления бетона симметричному смятию, может служить замеча-

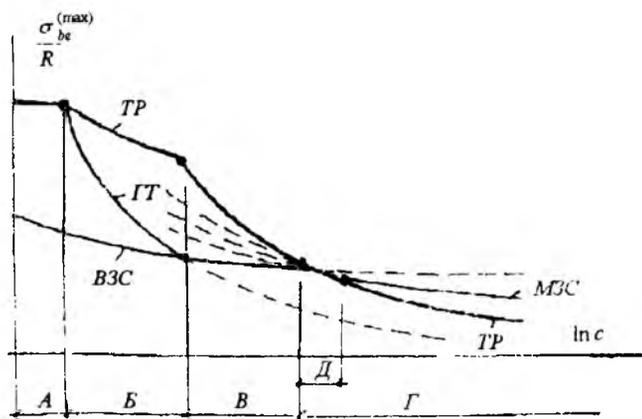


Рис.2. Схема зависимости несущей способности при смятии от логарифма характерного размера штампа c
 А — Малые площадки. Четвертый механизм смятия. Выход штампа из зацепления. В — Средние площадки. Третий механизм смятия. Главные трещины контролируют рост распорности. В — Большие площадки. Второй механизм смятия. Межзерновой сдвиг не реализуется из-за отсутствия трещин раскалывания. Г — Очень большие площадки. Первый механизм смятия. Д — предполагаемый участок хрупкого разрушения — раскалывание происходит при нагрузке большей, чем необходимо для межзернового сдвига

тельным примером перехода количественных изменений в качественные. Неучет этих изменений, как мы будем иметь возможность убедиться, недопустим.

2. Смятие по большим площадкам

Испытания полосовым штампом

Обстоятельные опыты были проведены С. Нийоги [2, 3]. Они скромны по видам измерений (фиксировались только прочность бетона при сжатии и растяжении, а также напряжения смятия в моменты появления ТР и разрушения), зато охватывают влияние всех основных параметров: ширины штампа c , ширины образца B , его высоты, а также прочности бетона и условий опирания. Проведено 4 серии опытов.

Серия I. Бетонные кубы $20 \times 20 \times 20$ см испытаны при $1,27 < c < 20$ см. При увеличении c в этих пределах максимальная величина номинальных напряжений смятия $\sigma_{hc}^{(max)}$ убывала от 82 до 28 МПа, а напряжения при появлении ТР $\sigma_{hc}^{(cr)}$ — с 82 до 12 МПа. То, что при $c = 1,27$ см разрушение произошло сразу после появления ТР, указывает на второй основной механизм; при $c \geq 1,7$ см разрушению предшествовало более или менее длительное развитие ТР, что свидетельствует о реализации первого механизма. Изменение механизма происходит, видимо, при c в пределах от 1,27 см до 1,7 см.

Серия II. Испытания бетонных призм при различных B и c . Результаты испытаний были сгруппированы по величинам A/ω ; это облегчало возможность проверить давнее предположение А. Брандзага о том, что величина $\sigma_{hc}^{(max)}/R$ однозначно определяется отношением A/ω . Если исключить результаты опытов при $c = 1,27$ см, предположение подтверждается. Однако результаты испытаний образцов других серий выходят за рамки предположения.

Серия III. Испытания образцов в виде параллелепипеда различной высоты h в пределах от 10,2 до 61 см квадратного сечения 20×20 см. Результаты опытов представлены на рис 3.

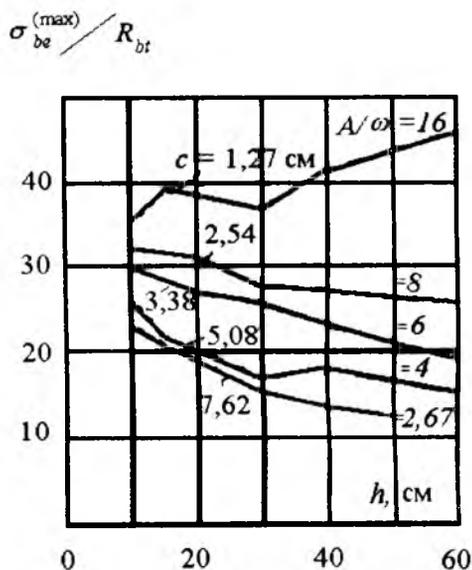


Рис.3. Смятие полосовым штампом призматических образцов сечением 20×20 см различной высоты

Очевидно, что при первом механизме смятия увеличение высоты должно приводить к уменьшению $\sigma_{hc}^{(max)}/R_{bt}$, при втором — к увеличению. Из рис.3 видно, таким образом, что при $c = 1,27$ см имеет место второй механизм, при $c \geq 2,54$ см — первый механизм. Изменение механизма происходит, следовательно, при $1,27 < c < 2,54$ см, примерно так же, как в опытах серии I.

При $B = \text{const}$ и $A/\omega = 16$ величина $\sigma_{hc}^{(max)}$ возрастает с 55 МПа при $h = 10,2$ см до 83 МПа при $h = 61$ см, то есть в полтора раза, а при $A/\omega = 2$, напротив, уменьшается с 42 МПа до 23 МПа, то есть в 1,8 раз. Таким образом, предположение о том, что отношение A/ω однозначно определяет величину $\sigma_{hc}^{(max)}$, не подтверждается.

Серия IV. Формула А. Брандзага никак не учитывает влияние условий опирания образца. Между тем оно довольно значительно; это показали испытания образцов серии IV, результаты которых показаны в таблице. Значение имеет опорное трение; оно варьировалось за счет различного опирания: на жесткую стальную плиту, резиновую прокладку и песок.

Опирание	$c = 2,54$ см		$c = 5,08$ см		$c = 10,16$ см	
	$\frac{\sigma_{hc}^{(cr)}}{R_{bt}}$	$\frac{\sigma_{hc}^{(max)}}{R_{bt}}$	$\frac{\sigma_{hc}^{(cr)}}{R_{bt}}$	$\frac{\sigma_{hc}^{(max)}}{R_{bt}}$	$\frac{\sigma_{hc}^{(cr)}}{R_{bt}}$	$\frac{\sigma_{hc}^{(max)}}{R_{bt}}$
На жесткую стальную плиту	26,1	29	17,3	11,6	11,4	15,6
На резиновую прокладку	18,6	18,6	12,5	7,6	7,6	7,6
На песок	17,8	17,8	11,7	6,9	6,3	6,3

Установлено:

- при первом механизме смятия увеличение опорного трения приводит к увеличению трещиностойкости и прочности образцов:

с увеличением c влияние условий опирания возрастает. Так, при $c = 2,54; 5,08$ и $10,16$ см переход от опирания на жесткую плиту к опиранию на песок приводило к уменьшению $\sigma_{bc}^{(max)}$ в 1,63; 1,90 и 2,47 раз соответственно, а на резиновую прокладку в 1,56; 1,78 и 2,05 раз соответственно. Одновременное изменение условий опирания и высоты сминаемого элемента может приводить к изменению трещиностойкости и прочности в несколько раз больше, чем по формуле А. Брандзаега.

Испытания прямоугольными и круговыми штампами

Переход от смятия полосовыми штампами к более сосредоточенному нагружению прямоугольными или круговыми штампами связан с увеличением $\sigma_{bc}^{(max)}$ за счет неравномерности распределения напряжений в опасном сечении и, следовательно, усложнением развития ТР. По данным опытов С. Нийоги [2, 3] и неопубликованных опытов Г.И. Шапиро можно выделить особенности смятия круговым и прямоугольными штампами:

- расширение области реализации второго основного механизма смятия;
- критерию c при полосовых штампах в случае круговых или прямоугольных штампов соответствует критерий ω . Так, при $\omega > 25 \text{ см}^2$ реализуется первый механизм смятия, при $\omega < 25 \text{ см}^2$ — другие механизмы;
- отклонения от формулы А. Брандзаега больше, чем при полосовом штампе;
- в опытах С. Нийоги при прямоугольном штампе прочность на смятие достигала 104 МПа, при полосовом — только 43 МПа.

3. Смятие по средним площадкам

Этот вид смятия важен по следующим причинам:

- поскольку параметр c , находящийся в пределах $1 \text{ мм} < c < 10 \text{ мм}$, имеет тот же порядок величин, что и a_{gr} , испытания дают некоторую информацию о прочности элементов структуры;
- получаемая при испытаниях информация дает представление о взаимодействии профилированной арматуры с бетоном; эта информация особенно ценна, если штампы имеют кольцевую форму;
- анализ опытных данных, в частности влияния СМЭ, проще, чем при других видах смятия ввиду того, что размеры образца и условия его опирания теряют свое влияние.

Весьма обстоятельные испытания на смятие кольцевыми штампами были проведены в 1964-1965 гг. Ш.А. Алиевым во ВНИИжелезобетон [4]. В опытах варьировали: форму рабочих площадок штампа (I — нормальная; II — с наклоном 30° ; III — с наклоном 45° ; IV — плавная; V — с наклоном 60°), кубиковую прочность бетона R , высоту бетонного выступа h и угол ψ между направлением укладки бетона и направлением приложенной нагрузки. Выяснилось, что форма рабочих площадок, существенно влияющая на работу бетона в начале нагружения, затем теряет это свое значение. При малых h происходит разрушение бетонного выступа от среза, при больших h ($h = 23 \text{ см}$) — от раскалывания образца. Номинальные напряжения среза τ , при разрушении от среза во всех случаях превышают R и могут достигать $2R$. Существенно влияет при этом форма рабочих площадок.

В тех случаях, когда разрушение образца происходит от раскалывания, величина $\sigma_{bc}^{(max)}$, независимо от формы штампа, близка к 4000 кгс/см^2 . Прочность бетона на сжатие составляла около 200 кгс/см^2 . Это значит, что СМЭ при уменьшении c от V до I мм выражается почти неправдоподобной цифрой 20!

Чтобы объяснить особенности смятия по средним площадкам представлений о первом и втором механизмах смятия бы-

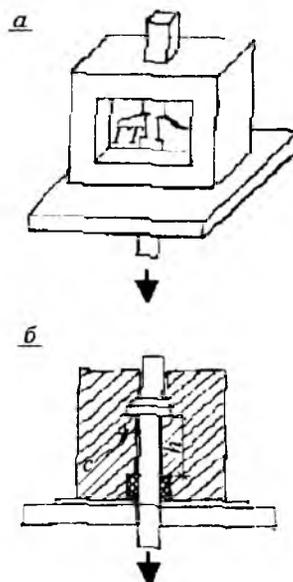


Рис.4. Схемы испытаний на смятие плоским (а) и кольцевым (б) штампами

ло бы недостаточно; нужно было выяснить, в чем состоит особенность смятия по средним площадкам. Напомним, что речь идет о c между примерно 1,5 мм и 10 мм. С этой целью были проведены испытания плоским штампом (рис.4, а). Испытания велись при неснятой форме, одна стенка которой была прозрачной. Это позволяло вести наблюдения за процессом деструкции при смятии. Оказалось, что от краев штампа развиваются трещины, имеющие, как оказалось, решающее значение, и поэтому названные "главными трещинами" (ГТ). Они упоминались выше в связи с третьим основным механизмом.

Поскольку распорность напряженного состояния постоянно растет, ГТ, следующие траекториям главных сжимающих напряжений, тем более пологи, чем позднее они появляются. Появившись, ГТ задают направления главных сжимающих напряжений: распорное, если они появляются поздно, и безраспорное — если рано. Величина нагрузки появления ГТ оказалась равной независимо от величины c

$$P_{срс} = 29 R_{bt}, \quad (1)$$

где $P_{срс}$ и R_{bt} измеряются в кгс и кгс/см² соответственно.

Условие размерностей требует введения линейной константы. Она была обозначена через ρ и по условию независимости от вида штампа принята равной $\rho = 7,25 \text{ см}$. Переходя к напряжениям, получим

$$\sigma_{bc}^{(срс)} = \frac{\rho}{c} R_{bt}. \quad (2)$$

Следовательно, ГТ появляются при тем меньших напряжениях, чем больше c . Для имеющего решающее значение угла φ наклона ГТ к направлению нагружения было получено

$$\text{ctg } \varphi = 0,047 \frac{\rho}{c}. \quad (3)$$

При испытаниях плоским штампом было обнаружено, что моменту появления ГТ на графике "нагрузка-перемещение" соответствует перелом. Это позволило вернуться к опытам с кольцевыми штампами, при которых визуальное наблюдение

невозможно, и установить моменты появления ГТ по переломам. Было получено

$$P_{сгс} = \pi(d + 2c)\rho R_{br} \quad (4)$$

То, что с появлением ГТ распорность более не растет, в значительной мере определяет высокие напряжения смятия, достигаемые при смятии по средним площадкам. Более подробно об этом виде нагружения сказано в [1].

4. Общая концепция структурного масштабного эффекта

Издавна известно, что прочность хрупких материалов подвержена СМЭ. После того, как в 1921 году Гриффит установил, что разрушение хрупких материалов происходит в результате развития наиболее крупных дефектов материала типа одиночных изолированных трещин, появились предпосылки для создания "теории хрупкой прочности", которая привела к хорошо известному соотношению:

$$\frac{\langle R_1(v_1) \rangle}{\langle R_1(v_2) \rangle} = \left(\frac{v_2}{v_1} \right)^{1/n} \quad (5)$$

где $R_1(v_1)$ — прочность образца объемом v при растяжении. n — параметр материала.

Поскольку бетон традиционно относили к числу хрупких материалов, делались многочисленные попытки подобрать параметр n для бетона таким образом, чтобы формула (5) хорошо описывала влияние СМЭ. Такие попытки не могли быть особенно плодотворными, так как в применяемых на практике элементах бетону чаще всего свойственна не хрупкость, а отрывность. Прежде чем применять формулу для бетона, необходимо было выявить область хрупкого поведения бетона.

3. Бажантом в 1978 году было предложено универсальное условие прочности бетона при растяжении исходя из модели бетонного элемента с одиночной поперечной трещиной [5]:

$$\sigma_N = B_0 R_{br} \left(1 + \frac{h}{\lambda_0 D_{\max}} \right)^{-\eta} \quad (6)$$

Здесь σ_N — предельные средние нормальные напряжения в ослабленном сечении; B_0 и λ_0 — безразмерные эмпирические константы, h — характерный размер образца. Из формулы

следует, что при малых h прочность не зависит от h при больших h — стремится к нулю.

Формула получила широкое распространение, хотя явно имеет серьезные недостатки. Среди них самое очевидное — неучет длины бетонного элемента. Ким и Эо [6] сделали попытку уточнения формулы (6).

На основании предположений о псевдозернистой структуре бетона, опытных данных, полученных в ходе применения формулы (6) и изучения закономерностей СМЭ при различных видах нагружения можно сформулировать некоторые общие положения:

- в основе влияния СМЭ во всех случаях нагружения лежат либо изменения свойств материала, вовлекаемого в работу, либо изменение механизма его механического сопротивления;
- поскольку СМЭ имеет определенную механическую природу, удовлетворительное его описание для бетона должно строиться на раскрытии механизма сопротивления;
- ввиду того, что СМЭ имеет вероятностный характер, теория СМЭ также должна быть статистической;
- очевидной основой для аналитического описания СМЭ должна служить концепция псевдозернистого строения бетона.

Библиографический список

1. Холмянский М. М. Бетон и железобетон (деформативность и прочность). - М.: Стройиздат, 1997. - 567 с.
2. Niyogi S. Bearing strength of concrete — geometric variations // Proc. ASCE. Journal of Structural Division. - 1973. - V. 99, № ST7.
3. Niyogi S. Concrete bearing strength — support, mix, size effect // Proc. ASCE. Journal of Structural Division. - 1974. - V. 100, № ST8.
4. Алиев Ш. А. Совместная работа бетона и стержневой арматуры периодического профиля. - Автореф. дис. ... канд. техн. наук. Баку, 1964.
5. Vařant Ž. Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal // Proc. ASCE. Journal of Engineering Mechanics. - 1984. - V. 110. - P. 518 - 535.
6. Kim L. K., Eo S. H. Size effect in concrete specimens with dissimilar initial cracks // Magazine of concrete research. - 1990. - V. 42, № 153. - P. 233 - 238.

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

Теоретические предпосылки вакуумной обработки свежешелюженного керамзитобетона на основе разогретых смесей

В процессе приготовления в бетонную смесь вводится 50...60% лишней воды, необходимой для обеспечения смеси требуемой удобоукладываемости. Во время твердения бетона значительная часть этой воды из него удаляется, оставляя поры и капилляры, которые снижают качество материала.

Одним из немногих путей "безболезненного" удаления лишней

воды является вакуумирование уложенного в опалубку бетона до начала схватывания цемента. Разработке рациональных режимов и параметров вакуумной обработки бетона были посвящены наши теоретические и экспериментальные исследования, результаты первого этапа которых изложены в настоящей статье.

На начальной стадии изготовления керамзитобетонная смесь

представляет собой неоднородную пластичную массу, пронизанную сетью связанных между собой пор и капилляров. Находящаяся в них вода удерживается с силой, величина которой зависит от их диаметра. Для того, чтобы получить представление о сложных процессах, которые происходят при вакуумировании бетона, представляется необходимым рассмотреть силы, действующие на жидкость и паро-

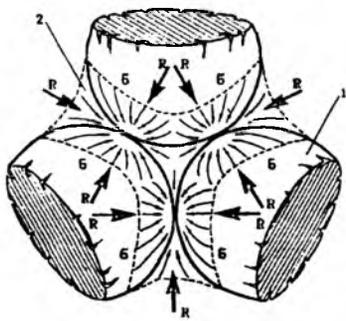


Рис. 1. Принципиальная схема образования пор и капилляров в бетоне

1 — зерна заполнителя; 2 — водяное кольцо; R — силы капиллярного сцепления; σ — поверхностное натяжение жидкости

воздушную смесь, заключенные в порах и капиллярах.

Поры и капилляры в бетоне образуются, как правило, из-за неплотного примыкания твердых составляющих смеси (рис.1). Если не принимать во внимание электрокинетические процессы, то действие сил на заключенную в порах воду можно объяснить следующим образом. В местах соприкосновения каждой пары зерен 1 образуется водокольцо 2, названное Х.Ретигом "вода, заключенная в углах пор". Вследствие действия сил поверхностного натяжения жидкости в водокольце концентрируются наибольшие молекулярные силы (силы капиллярного сцепления). Результирующая сила, действующая на зерно, складывается из силы притяжения, как результат действия сил поверхностного натяжения жидкости, и силы сжатия — следствия действия сил капиллярного сцепления.

На основании классической формулы Лапласа, устанавливающей зависимость между силами капиллярного сцепления R и поверхностного натяжения жидкости σ , следует, что R становится тем меньше, чем больше диаметр зерен заполнителя.

Существенное влияние на величину сил капиллярного сцепления оказывает гранулометрический состав заполнителей бетона — с увеличением содержания пылевидных фракций в песке силы сцепления возрастают. Кроме того, значение R уменьшается при использовании для вакуумной обработки предварительно разогретых керамзитобетонных смесей, так как при повышении температуры

воды снижается ее вязкость, что в свою очередь способствует уменьшению сил поверхностного натяжения.

Физическая сущность вакуумирования заключается в удалении избыточной воды, находящейся в порах и капиллярах, и уплотнения обрабатываемого бетона за счет воздействия статического давления вакуумного устройства. Перемещение жидкости и ее удаление возможно только в том случае, если нарушить состояние равновесия, в котором находится заключенная в порах и капиллярах вода, т.е. необходимо уменьшить силы капиллярного сцепления жидкости. Этому способствует создание пониженного давления у поверхности обрабатываемого бетона.

До начала вакуумирования бетон представляет собой трехфазную систему со взвешенным в цементном тесте частицами минерального заполнителя. На поверхность уложенного бетона равномерно воздействует атмосферное давление P_a (рис.2,а). Если рассматривать бетон как идеализированную систему, состоящую из цементного теста со взвешенными в ней твердыми компонентами (крупный и мелкий заполнитель), то значение гидростатического давления на любом уровне массы h (рис.2,б) зависит от атмосферного давления, плотности массы и ускорения свободного падения.

При создании в полости вакуумного устройства разрежения

(рис.2,в) полное давление в массе бетона будет определяться суммой давлений гидростатического q_h и механического q_{ef} (рис.2,г). Статическое давление вакуумного устройства, полученное за счет создания разности давлений атмосферного (на поверхности отсасывающего устройства) и пониженного (в его полости), приводит к увеличению контактного давления между заполнителями (рис.2,д). Возникающее давление способствует компактному размещению составляющих бетона. При этом изменяется соотношение между гидростатическим давлением и давлением уплотнения. Это объясняется тем, что распространение вакуума в массу обрабатываемого бетона влечет за собой уменьшение гидростатического давления вследствие удаления определенного количества воды. На эту же величину возрастает вакуумметрическое давление. Перераспределение давлений постепенно распространяется в слои, наиболее удаленные от обрабатываемой поверхности, и прекращается, когда вакуумметрическое давление достигает значения, определенного степенью разрежения в полости отсасывающего устройства. Принцип перераспределения давлений представлен на рис.2,е. Штрихпунктирные линии на этом рисунке обозначают положение граничных зон действия гидростатического давления и давления уплот-

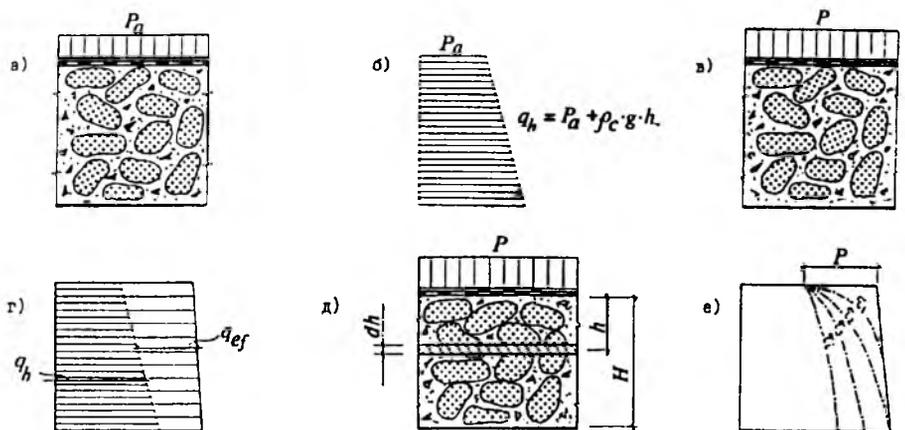


Рис. 2. Физическая модель процессов водоудаления и вакуумуплотнения бетона

а — бетон до начала вакуумирования; б — диаграмма распределения гидростатического давления в бетоне; в — бетон в момент создания разрежения; г — диаграмма распределения давления в бетоне в момент создания разрежения; д — бетон в процессе вакуумирования; е — принцип перераспределения давления в бетоне; P_a — атмосферное давление; q_h — гидростатическое давление; q_{ef} — механическое давление; h — глубина рассматриваемого уровня от обрабатываемой поверхности; R — вакуумметрическое давление; dh — элементарный слой обрабатываемого бетона; H — толщина вакуумируемого слоя бетона

нения в различные моменты процесса вакуумирования.

Давление уплотнения зависит от градиента давления, который изменяется на протяжении всего процесса вакуумирования. Это объясняется механизмом вакуумуплотнения ("принудительной" седиментации заполнителя), в соответствии с которым увеличение давления на частицы ведет к тому, что они осаждаются, и постепенно некоторая их часть вступает в механический контакт. При этом на контакте отсасывающего устройства и обрабатываемой поверхности образуется уплотненная зона, которая приводит к значительному уменьшению коэффициента фильтрации. Одновременно увеличивается модуль упругости бетона, так как последний "потерял" часть воды в процессе вакуумной обработки. В результате эффективность вакуумирования резко снижается.

При анализе механизма водоудаления и вакуумуплотнения установлено, что достижение равномерного и ускоренного обезвоживания бетона и получение однородной структуры материала по всей толщине обрабатываемого слоя представляется возможным, если предусмотреть разделение по времени операций водоудаления и вакуумуплотнения. Технологический цикл при этом делится на два этапа. На первоначальной стадии вакуумирования удаляется содержащаяся в свежешелуженном бетоне паровоздушная смесь и часть воды в условиях отсутствия статического давления на обрабатываемую поверхность (при фиксированном положении вакуумщита). При этом по порам и капиллярам, которые формируются в начале вакуумирования и функционируют как транспортные артерии, первоначально удаляется та часть воды, которая удерживается в массе слабо или вовсе не удерживается. Затем, с распространением вакуума в более глубокие слои бетона, в процесс водоудаления включается вакуумметрическое давление, которое уменьшает силы капиллярного сцепления, способствуя тем самым удалению воды, связанной в порах и капиллярах силами поверхностного натяжения жидкости. Водоудаление из обра-

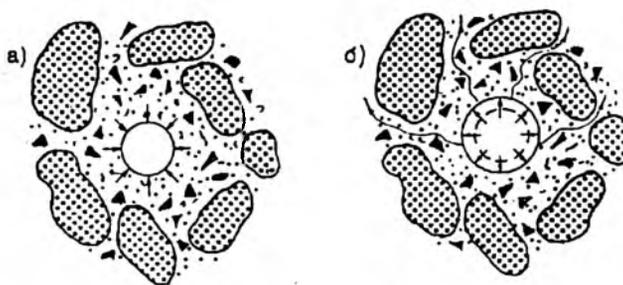


Рис. 3. Динамика расширения воздушного пузырька, заключенного в цементном тесте
а — до вакуумирования; б — в процессе вакуумирования

батываемого бетона происходит до тех пор, пока вакуумметрическое давление превышает силы, действующие в порах и капиллярах, и прекращается в момент их стабилизации.

Затем приступают ко второй стадии вакуумной обработки свежешелуженного бетона — активному вакуумированию или компрессионному уплотнению. В течение этого периода обработки отжимается часть оставшейся воды и одновременно под действием статического давления вакуумщита разрушается направленная пористость. При этом достигается более компактное размещение заполнителей, что исключает необходимость дополнительного кратковременного вибрирования.

После снятия разрежения оставшаяся в бетоне вода удерживается в напряжении вследствие увеличения поверхностного натяжения жидкости. В результате обработанный бетон приобретает структурную прочность, что дает возможность сразу после обработки вакуумом производить частичную или полную распалубку изделий и конструкций. Причем наибольшее значение структурной прочности достигается при вакуумировании керамзитобетона. Это объясняется тем, что в процессе вакуумирования в порах пористого заполнителя возникает пониженное давление.

После сброса вакуума силы в системе "пористый заполнитель — цементное тесто" стремятся к уравниванию, что приводит к перемещению в поры керамзитового гравия части воды и цементного теста. Одновременно с уравниванием сил увеличивается

напряжение "сжатия" системы (в результате увеличения сил капиллярного сцепления жидкости), что и способствует увеличению структурной прочности вакуумированного бетона.

Свежеприготовленный керамзитобетон представляет собой полидисперсную систему с распределенными в ней мелкими паровоздушными пузырьками, которые находятся под действием определенного давления со стороны компонентов бетона. Ввиду того, что рассматриваемая система находится в состоянии равновесия, давление в этих пузырьках воздействует, в свою очередь, на окружающую его среду (рис.3,а).

С началом вакуумирования давление в соответствии с механизмом "принудительной" седиментации понижается на величину механического давления. При этом пузырьки стремятся расширяться, чтобы компенсировать свое избыточное давление. В то же время увеличение объема пузырьков не может происходить за счет расширения окружающей их среды. Очевидно, что увеличение объема воздушных пузырьков может компенсироваться только путем вытеснения соответствующего количества воды (рис.3,б).

С развитием процесса вакуумирования поры и капилляры, служащие транспортными артериями для оттока воды, постепенно уменьшаются в диаметре. При достижении определенного значения избыточного давления воздушные пузырьки диспергируются на более мелкие и уносятся вместе с отжимаемой жидкостью.

Процесс увеличения избыточного давления в пузырьках взаи-

мосвязан со степенью разрежения, давлением уплотнения и кинетикой водоудаления. При этом воздушные пузырьки обладают способностью действовать как "регуляторы давления", способствующие постепенному понижению первоначального гидростатического давления, что исключает разрыхление вакуумируемой массы. Это объясняется тем, что понижение давления в воздушных пузырьках может протекать быстрее, чем в бетоне.

На основании анализа физических процессов, происходящих в вакуумируемом бетоне, установлено, что эффективность обработки свежесушеного бетона зависит от величины осадки слоев (степени уплотнения), увеличивающей плотность упаковки компонентов бетона, а также от количества извлекаемой при этом избыточной воды и паровоздушной смеси.

Оценке эффективности вакуумирования бетона посвящены работы ряда исследователей [1...4]. В [1], в частности, предложено оценивать эффективность вакуумирования количеством удаляемой воды и выражать ее показателем, который характеризует избыточное количество воды в цементном тесте по отношению к количеству воды, соответствующему его нормальной густоте. Значение этого показателя следует определять до и после обработки бетона вакуумом. В [2] и [3] степень уплотне-

ния бетона рекомендовано оценивать коэффициентом вакуумуплотнения, определяемым как соотношение уменьшения объема бетона и количества извлеченной части избыточной воды. В [4] показатель вакуумуплотнения выражен через соотношение объемных масс бетонной смеси и вакуумированного бетона.

Для определения эффективности вакуумирования представляется необходимым исследование механизма водоудаления и вакуумуплотнения свежесушеного керамзитобетона в зависимости от технологических факторов, таких как величина вакуумметрического давления, температура укладываемой смеси и состав бетона.

Удаление части избыточной воды из обрабатываемого керамзитобетона и его вакуумуплотнение происходят под действием градиента давления с одновременным сжатием образовавшихся пустот под действием статического давления. Градиент давления определяется величиной вакуумметрического давления и длиной пути, который должна пройти удаляемая из бетона вода. Своего максимума он достигает на поверхности контакта бетона с вакуумным устройством. По мере удаления от обрабатываемой поверхности величина градиента давления уменьшается, изменяясь по глубине согласно некоторому закону, опреде-

ляющему процесс компрессионного уплотнения свежесушеного керамзитобетона во времени.

Очевидно, что по количеству воды, удаляемой за единицу времени из единицы объема обрабатываемого бетона под влиянием вакуумметрического давления, можно судить о скорости уплотнения. Следовательно, изменение плотности керамзитобетона во времени находится в прямой зависимости от вакуумметрического давления (степени разрежения), температуры обрабатываемого бетона и в обратной зависимости от толщины обрабатываемого слоя. Кроме того, эффективность вакуумуплотнения зависит от состава керамзитобетона, а именно от количества пылевидной фракции, содержащейся в песке.

Библиографический список

1. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. М. Стройиздат, 1981.
2. Конопленко А.И., Сторожук Н.А. Оптимальный состав бетонной смеси, подвергаемой вакуумированию//Бетон и железобетон. — № 5. — 1973.
3. Полонский Л.А. Вакуумирование в технологии строительного производства на Севере. Л., Стройиздат, 1980.
4. Липовой Я.Д. Прочность свежесушеного вакуумированного керамзитобетона. Строительные конструкции. Республиканская межведомственная научно-техническая конференция. Вып. 32. Киев, 1979.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Б.В.КАРАБАНОВ, д-р.техн. наук (ЗАО "Инрекон")

Практическая методика расчета совместной работы сборных железобетонных плит в перекрытии

Сборные железобетонные плиты обычно рассчитывают на равномерно распределенную нагрузку, которая является одинаковой по всей площади перекрытия. При этом при опирании перекрытия по балочной схеме (только по торцам плит), даже при замоналиченных продольных стыках между элементами не возникает вопроса о расчете совместной работы.

Необходимость в определении той доли общей неравномерной или локальной нагрузки, которая передается на рассматриваемый элемент, появляется, например, при учете веса перегородок, технологического оборудования, снеговых нагрузок при перепаде высот в покрытии.

Несмотря на то, что к настоящему времени выполнено

достаточно большое количество экспериментальных и аналитических исследований по оценке совместной работы плит в перекрытии (например, [1-8]), тем не менее в отечественной практике проектирования отсутствует удобная методика расчета совместной работы сборных железобетонных элементов П-, 2Т-образного, а также коробчатого и многопустотного сечений на неравномерные нагрузки. В нормах проектирования также не содержатся какие-либо рекомендации по учету распределения нагрузки между элементами перекрытия.

Такое отставание в области проведения практических расчетов объясняется тремя обстоятельствами. Во-первых, удобный аппарат расчета с использованием способа рекуррентных зависимостей на основе применения метода фокусных отношений [8] был опубликован в 1969 г. автором в статье, где обсуждались научные вопросы. Во-вторых, непосредственный расчет на кручение некоторых плит (П- и 2Т-образного сечений, а также однокоробчатого сечения с гибкой полкой) вызывал у инженеров-проектировщиков трудности, так как в режиме ручного счета не мог быть проведен в проектной практике. В-третьих, до последнего времени отсутствовали такие результаты анализа пространственной работы перекрытия в нелинейной стадии, которые могли быть непосредственно использованы на инженерном уровне.

В статье на основании [8] предложена универсальная методика расчета совместной работы в перекрытии сборных железобетонных элементов разнообразных сечений, которые по продольным стыкам замоноличены бетоном. В расчетном отношении продольные бетонные шпонки являются линейными шарнирами, передающими от одного балочного элемента к другому только вертикальные перерезывающие силы [3].

Нетрудно показать, что расчет перекрытия на любые неравномерные нагрузки можно привести к расчету некоторых подсистем перекрытия на краевую локальную нагрузку. Например, перекрытие из пяти плит коробчатого сечения (рис.1) в расчетном отношении подразделяется на три подсистемы. Подсистема плит I или I' состоит из двух плит, нагруженных неизвестной по величине краевой локальной нагрузкой X . Подсистема II включает среднюю плиту, нагруженную нагрузкой q и реакцией X , передающейся от подсистем I и I'. Величина X определяется из условия равенства прогибов в месте общего продольного стыка А для подсистем I и II.

Рассмотрим подсистему перекрытия по рис.2,б и выделим из нее плиту i с приложенными к ней вертикальными перерезывающими силами Q_i и Q_{i-1} . Вдоль стыка А прогиб при действии симметричной группы сил $P = (Q_{i-1} - Q_i)/2$ равен $f_b = M_f/B$, где M_f - фиктивный момент от загрузки эпюрой изгибающих моментов M , возникающих при действии силы P , B - изгибная жесткость для половины сборного балочного элемента. Также вдоль стыка А прогиб при действии антисимметричной группы сил $P^* = (Q_{i-1} + Q_i)/2$ равен $f_i = M_f^*/B^*$, где M_f^* - фиктивный момент от загрузки эпюрой изгибающих моментов M^* , возникающих при

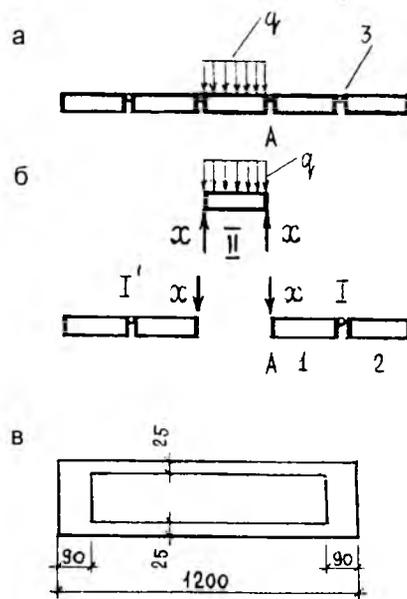


Рис. 1. Перекрытие, в котором средняя плита нагружена поперечной равномерно распределенной нагрузкой

а — схема перекрытия, б — разложение перекрытия на три подсистемы (I, I' и II); в — поперечное сечение плиты по эксперименту [2]; 1, 2 — номера плит; 3 — линейные шарниры (бетонные шпонки)

действию силы P^* , B^* - условная изгибная жесткость конструкции в виде половины сборного балочного элемента, которая позволяет получать прогибы при кручении от антисимметричной группы сил P^* при воздействии на целый сборный элемент. Полный прогиб при действии на плиту i группы сил Q_{i-1} и Q_i (см. рис.2,б) равен $f_b + f_i$ вдоль линии А и $f_b - f_i$ вдоль линии В.

$$\text{Обозначим } \lambda_i = Q_i/Q_{i-1} \text{ и } \beta_i = B_i/B_i^*, \quad (1)$$

тогда из условия совместности прогибов смежных плит в произвольном продольном стыке для случая загрузки левой краевой нагрузкой Q_0 получаем

$$\lambda_i = \frac{1 - \beta_i}{C}, \quad (2)$$

$$\text{где } C = 1 + \beta_i + \frac{k_i}{k_{i+1}} [1 + \beta_{i+1} - \lambda_{i+1}(1 - \beta_{i+1})], \quad (3)$$

k_i - коэффициент изменения начальной изгибной жесткости B_0 ; $B_0 = k_i B_0$; $B_0 = E_b I$, E_b - начальный модуль упругости бетона, I - момент инерции при изгибе половины сечения элемента. Коэффициенты k_i определяются в соответствии со СНиП 2.03.01-84.

Поскольку в крайней n -ой конструкции $Q_n = 0$ (на правом крайнем ребре или на правом крайнем свободном продольном крае реакция отсутствует) и, следовательно, $\lambda_n = 0$, то по (2), зная λ_n последовательно находят λ_{n-1} , λ_{n-2} , ..., λ_1 . Величины Q_i определяют затем по зависимостям $Q_1 = Q_0 \lambda_1$, $Q_2 = Q_1 \lambda_2$, $Q_3 = Q_2 \lambda_3$ и т.д.

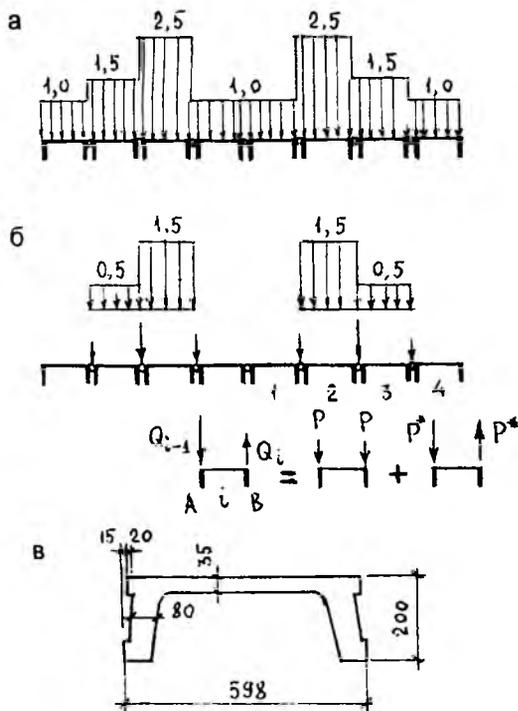


Рис. 2. Перекрытие, нагруженное неравномерной нагрузкой
 а — схема перекрытия; б — собственно неравномерная нагрузка (1-4 — номера плит); в — поперечное сечение плиты по эксперименту [5]

Жесткость при кручении B^* в начальной стадии равна $B^* = E_b I^*$.

Параметр I^* для плит П- и 2Т-образного сечений определяется на основании двухбалочной модели при кручении (рис.3,б) как сумма $I_1 + I_2$, где I_1 - момент инерции при изгибе, учитывающий работу при кручении конструкции в продольном направлении при действии продольных нормальных напряжений, а I_2 - момент инерции при изгибе, учитывающий работу при кручении конструкции в поперечном направлении (поперечный изгиб полки). Параметр I_1 определяют как для таврового сечения с шириной полки $b_f^* = b/3$ для плиты П-образного сечения (рис.3,а) или $b_f^* = (b/3)(1 + b_f/b)^3$ для плиты типа 2Т (см. рис.3,в). Для плит без поперечных ребер и с поперечными ребрами параметр I_1 одинаков, поскольку эти ребра усиливают работу конструкции при кручении только в поперечном направлении. Параметр I_2 определяют по источнику [6], при этом величины I_2 для конструкции типа 2Т и аналогичной конструкции типа П одинаковы. Для плит П-образного сечения с регулярными поперечными ребрами, имеющими высоту, не превышающую половину высоты продольных ребер, параметр I_2 определяется не по действительной толщине полки δ , а по приведенной δ_{red} , определяемой из соотношения $\delta_{red}^3/12 = I_3/a_3$, где I_3 - момент инерции при изгибе в вертикальной плоскости таврового сечения, включающего сечение поперечного ребра и ширину полки с толщиной δ , равную шагу a_3 поперечных ребер.

Параметр I^* для однокоробчатой конструкции с

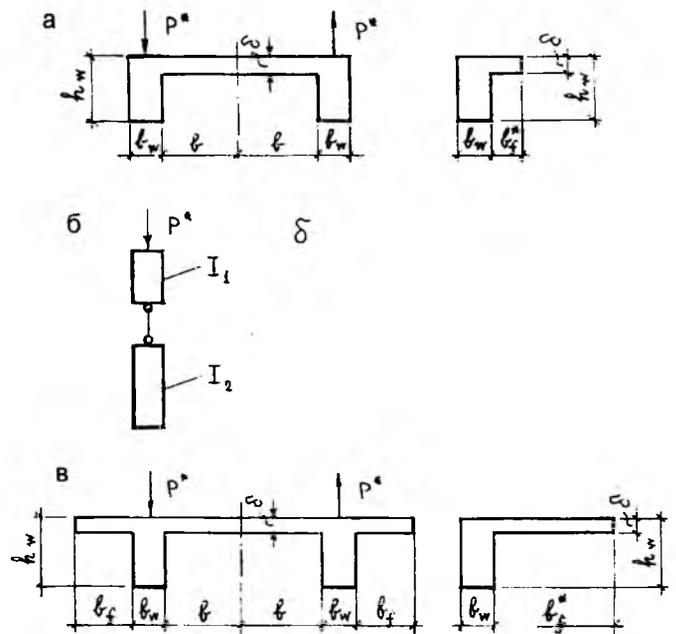


Рис.3. Схемы к определению параметра I^*
 а — плита типа П и сечение для определения I_1 ; б — двухбалочная модель при кручении; в — плита типа 2Т и сечение для определения I_1

гибкой полкой определяется по источнику [7]. Параметр I^* для многопустотной плиты равен

$$I^* = 2 \cdot \left(\frac{G}{E}\right) \cdot I_d \cdot \left(\frac{2l}{\pi b}\right)^2, \quad (4)$$

где G - модуль сдвига, I_d - момент инерции при чистом кручении, который вычисляется как для однокоробчатой конструкции жесткого профиля по формуле

$$I_d = 4b_f^2 h_f^2 / \bar{s}, \quad (5)$$

b_f и h_f - расстояния между серединами крайних боковых ребер, а также осевыми линиями верхней и нижней полок;

$\bar{s} = \sum \frac{s}{t}$ (суммирование по длине контура s с учетом толщины стенок t для однокоробчатого аналога).

Для плит сплошного прямоугольного сечения I^* определяется по (4), при этом принимается соответствующая величина I_d .

Из анализа формул (2) и (3) следует, что для расчета совместной работы представляет интерес изменение параметра β , а не абсолютное значение жесткостных параметров при кручении. Параметр β в начальной стадии равен $\bar{\beta} = I/I^*$ (6), а на произвольной стадии работы $\beta = \bar{\beta} / k^*$ (7).

Анализ экспериментальных данных показал, что до уровня нагружения, соответствующего выключению из

работы растянутого бетона, изменение жесткостей B и B^* происходит одинаково (при этом $k^*=1$), однако при дальнейшем возрастании крутящего воздействия B^* уменьшается быстрее, чем B , в соответствии с нелинейной зависимостью $k^* = \bar{V}_b / V_b$, где V_b - симметричная нагрузка P (см. рис.2,б) с учетом также собственного веса конструкций, \bar{V}_b - нагрузка V_b , при которой растянутый бетон практически выключается из работы (по СНиП 2.03.01-84).

Такой подход позволяет без проведения расчетов методом последовательных приближений оценить величину предельной локальной нагрузки. Достаточно получить начальное распределение нагрузки (при $k_i/k_{i+1}=1$ и $\beta_i = \bar{\beta}$), затем определить V_b для каждой плиты и, используя величины β , по (7), рассчитать с достаточной точностью распределение нагрузки в предельной стадии и величину этой предельной нагрузки. Отметим, что начальное распределение характеризует достаточно широкий диапазон работы, когда уровень нагружения превышает тот, который соответствует моменту трещиностойкости.

Приведем несколько примеров расчета совместной работы плит в перекрытии в соответствии с предлагаемой методикой.

Пример 1. Перекрытие из шести многопустотных плит загружено по продольной оси единичной линейной равномерно распределенной нагрузкой (рис.4). Пролет $l=580$ см. Момент инерции при изгибе в вертикальной плоскости половины сечения плиты равен $I = 35,80 \cdot 10^3 \text{ см}^4$. Вычисление параметра I^* проводим для однокоробчатого сечения жесткого профиля при $b_l = 100$ см; $h_l = 16,5$ см; $\bar{s} = 58,8$. По (5) $I_d = 185,24 \cdot 10^3 \text{ см}^4$. По (4) $I^* = 1,526 \cdot 10^6 \text{ см}^4$. По (6) $\bar{\beta} = I/I^* = 0,024$.

Для блока из трех плит, нагруженных левой краевой локальной нагрузкой (см. рис.4,б), по (2) при

$k_i/k_{i+1}=1$ получим величины λ_2 и λ_1 . Поскольку правый край плиты 3 свободен, $Q_3=0$, $\lambda_3=0$. $\lambda_2=0,477$; $\lambda_1=0,617$. Из условия симметрии $Q_0=0,5$; $Q_1=Q_0\lambda_1=0,308$; $Q_2=Q_1\lambda_2=0,147$. Нагрузка, приходящаяся на плиту 1, равна $Q_0-Q_1=0,192$; на плиту 2 $Q_1-Q_2=0,161$; на плиту 3 - $Q_2=0,147$.

Результаты эксперимента на перекрытии по рис.4,а [5] показали, что на плиты 1-3 передавалась доля нагрузки соответственно 0,201; 0,165 и 0,134. Расхождение между результатами расчета и опыта для этих плит составляют соответственно 4,5; 2,4 и 9,7%.

Пример 2. Перекрытие состоит из 8 плит П-образного сечения и загружено неравномерной нагрузкой по всей площади перекрытия (см. рис.2). Пролет $l=590$ см. Равномерно распределенную нагрузку по всей площади перекрытия интенсивностью 1,0 распределяем между плитами равномерно. На дополнительную нагрузку по рис.2,б расчет проводится как на линейную равномерно распределенную вдоль продольных стыков соответствующих плит.

Момент инерции I половины сечения плиты равен $I=8,70 \cdot 10^3 \text{ см}^4$. Момент инерции I_1 в соответствии с рис.3,а равен $I_1=6,98 \cdot 10^3 \text{ см}^4$. По [6] $I_2=100,46 \cdot 10^3 \text{ см}^4$. $I^*=I_1+I_2=107,44 \cdot 10^3 \text{ см}^4$. $\beta=0,081$.

В соответствии с (2) на плиты 1-4 окончательно передается следующая доля общей нагрузки на перекрытие (вторая и третья цифры указывают на результат эксперимента [5] при кратковременном действии нагрузки и расхождение с результатом расчета в %): на плиту 1 (0,123; 0,125; 1,6); на плиты 2-4 (0,127; 0,130; 2,3); (0,127; 0,122; 4,1); (0,124; 0,117; 6,0). После выдержки под грузом в течение месяца (длительные испытания) распределение нагрузки меняется незначительно (вторая цифра указывает на расхождение с результатом расчета в %): на плиту 1 (0,115; 7,0); на плиты 2-4 (0,123; 3,2); (0,130; 2,3); (0,132; 6,1).

Пример 3. Перекрытие состоит из пяти плит однокоробчатого сечения с гибким контуром (см. рис.1) [2]. Пролет $l=590$ см. С учетом [7] $\bar{\beta}=0,088$. Для подсистемы плит 1 $\lambda_1=0,42$. По линии А условие совместности прогибов имеет вид: $0,5-X=X(1-0,42)/2 + [X(1+0,42)/2] \cdot 0,088$. Получаем $X=0,370$. $1-2X=0,26$. Таким образом, на среднюю плиту приходится нагрузка, в 3,85 раза меньшая, чем полосовая нагрузка, непосредственно приложенная к средней плите (по опыту в 4 раза меньшая - расхождение 3,8%).

В предельной стадии при $k_0/k_1=1$, $\beta_1 = \bar{\beta}/(1/3) = 0,264$ и $\beta_2 = \bar{\beta} X=0,313$. $1-2X=0,374$. На среднюю плиту приходится нагрузка, в 2,67 раза меньшая полосовой нагрузки (по опыту в 3 раза - расхождение 11,0%).

Пример 4. В перекрытии из трех плит типа 2Т загружена средняя плита (рис.5). Пролет $l=880$ см. С учетом [6] $\bar{\beta}=0,137$. Из условия, что прогиб по линии А на стыке консольных вылетов плит 1 и 2 одинаков ($f_1=f_2$), получаем величину X . $f_1=f_{b1}-f_p$, где f_{b1} - прогиб

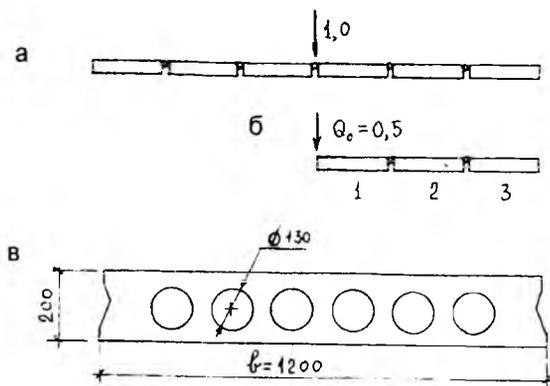


Рис. 4. Перекрытие, нагруженное по продольной оси линейно с сосредоточенной нагрузкой

а — схема перекрытия; б — расчетная схема с краевой локальной нагрузкой (1-3 — номера плит); в — поперечное сечение плит по эксперименту [5]

Выводы

1. Предложен удобный для применения в проектной практике способ расчета совместной работы плит П-, 2Т-образного, а также коробчатого с гибкой полкой и многопустотного сечений в перекрытии.

2. Предложенная методика позволяет выполнять расчеты при произвольной нагрузке, включая предельную, на основе концепции о преобладании в напряженно-деформированном состоянии плит перекрытий изгибного состояния. Поэтому изменение жесткостных параметров элементов при кручении соотносится с изменением жесткостных параметров при изгибе, что существенно упрощает анализ.

Библиографический список

1. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. — М.: Стройиздат, 1976. — 208 с.
2. Байков В.Н., Кочунов К.М., Шевченко В.А. Совместная работа железобетонных плит в сборном настиле при продольных полосных нагрузках//Бюллетень технической информации/САКБ АПУ г.Москвы. — 1958. — № 4. — С.102–118.
3. Байков В.Н. Расчет сборного настила панельного перекрытия на местную продольную линейно сосредоточенную нагрузку//Проектирование железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1996. — С.83–104.
4. Семченков А.С. Влияние продольных трещин в тонкостенных железобетонных коробчатых настилах на напряженно-деформированное состояние сборных перекрытий//Вопросы атомной науки и техники/Сер.: Строительство. Вып.1. — М., 1976. — С.60–64.
5. Venstermans I. Répartition des charges dans des planchers constitués d'éléments préfabriqués//CSTC Revue. — 1979. № 3. — P.28–40.
6. Карабанов Б.В. Пространственный расчет монолитных ребристых перекрытий//Бетон и железобетон. — 1992. — № 3. — С.25–27.
7. Карабанов Б.В. Практический способ расчета железобетонной балки коробчатого сечения на кручение//Бетон и железобетон. — 1994. — № 3. — С.13–17.
8. Карабанов Б.В. Новые конструктивные решения несущей системы каркасно-панельных зданий и нелинейные методы их расчета: Автореф. дис..... докт.техн. наук. — М., 1998. — 41 с.

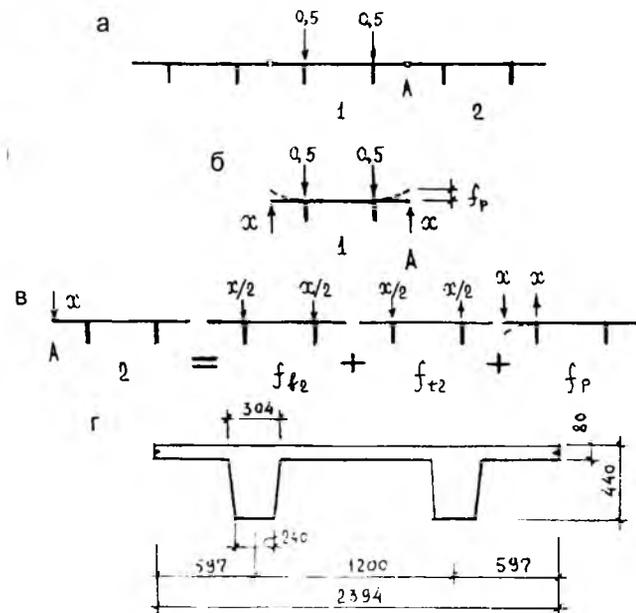


Рис. 5. Перекрытие из плит типа 2Т

а — схема загрузки (1, 2 — номера плит); б — усилия, действующие на плиту 1; в — то же, на плиту 2; г — поперечное сечение плиты по эксперименту [5]

плиты 1 под действием нагрузки $1 - 2X$, f_p - прогиб консольного свеса при действии нагрузки X . $f_2 = f_{b2} + f_{i2} + f_p$, где f_{b2} - прогиб левого ребра плиты 2 под действием симметричной группы сил $P = X/2$; f_{i2} - прогиб левого ребра плиты 2 под действием антисимметричной группы сил $P^* = X/2$.

Получаем $X = 0,236$. $1 - 2X = 0,528$. С учетом того, что $I_2/I^* = 0,85$, распределение нагрузки на правое ребро плиты 1, левое и правое ребра плиты 2 имеют следующие характеристики (вторая цифра - по эксперименту [5], третья - расхождение в %): (0,264; 0,249; 6,0); (0,155; 0,163; 6,1) и (0,083; 0,088; 5,7).

В.Д.РАЙЗЕР, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им.Кучеренко); О.В.МКРТЫЧЕВ, канд. техн. наук, доц. (Российский государственный открытый техн. ун-т путей сообщения)

К оценке надежности железобетонных конструкций при нелинейном деформировании

Для более адекватного отражения работы железобетонной рамной конструкции расчет должен производиться с учетом ее нелинейной работы. При решении задачи в данной постановке мы сталкиваемся с определенными трудностями. Существенно проблема осложняется, когда мы пытаемся оценить надежность такой конструкции. В практическом плане решение данной проблемы может быть получено, если воспользоваться формулой Мерчанга [5]:

$$\frac{P_u}{P_s} + \frac{P_u}{P_e} = 1, \quad (1)$$

- где P_u - искомый параметр предельной нагрузки на раму;
 P_s - параметр предельной нагрузки для рамы из жесткопластического материала;
 P_e - параметр критической нагрузки (бифуркации) для рамы из линейно-упругого материала.

В [1] показано, что при расчете рамных конструкций расхождение результатов, полученных по (1) и по методам, использующим шаговые процедуры, различаются в среднем на 2-3%.

Таким образом, решение проблемы нелинейного деформирования сводится к решению двух линейных задач, что весьма существенно при вероятностном анализе. Первая задача состоит в определении эйлеровой критической силы, которая определяется известными методами в результате раскрытия определителя при решении задачи линейной устойчивости. Вторая задача решается методом предельного равновесия.

При применении метода предельного равновесия рассматривается двойственная пара задач. Статическая формулировка:

$$\left. \begin{aligned} P_i \rightarrow \max, \\ [E]\{M\} \leq \{M_0\}, \\ -[E]\{M\} \leq \{M_0\}, \\ [A]\{M\} - \{\eta\}P_i = \{0\} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где P_i – параметр внешней нагрузки; $[E]$ – $(n \times n)$ -мерная единичная матрица; $\{M\}$ – вектор изгибающих моментов; $\{M_0\}$ – вектор предельных моментов; $[A]$ – матрица коэффициентов уравнений равновесия; $\{\eta\}$ – заданный вектор, определяющий направление действия и соотношение между отдельными силами.

Кинематическая формулировка:

$$\left. \begin{aligned} \{M_0\}^T \left(\left\{ \dot{\Theta}^+ \right\} + \left\{ \dot{\Theta}^- \right\} \right) \rightarrow \min, \\ [E] \left(\left\{ \dot{\Theta}^+ \right\} - \left\{ \dot{\Theta}^- \right\} \right) - [A]^T \left\{ \dot{u} \right\} = \{0\}, \\ \{\eta\}^T \left\{ \dot{u} \right\} = 1, \left\{ \dot{\Theta}^+ \right\} \geq \{0\}, \left\{ \dot{\Theta}^- \right\} \geq \{0\} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

где $\left\{ \dot{\Theta}^+ \right\}$ и $\left\{ \dot{\Theta}^- \right\}$ – вектор соответственно положитель-

ных и отрицательных скоростей деформаций; $\left\{ \dot{u} \right\}$ – вектор скоростей перемещений; индекс T означает трансформирование матрицы.

Решение задачи предельного равновесия (2) и (3) осуществляется методами линейного программирования, например, симплекс-методом.

При оценке надежности железобетонной рамы используем приведенный выше детерминированный подход. Определение вероятности отказа связано с решением кратного интеграла, что создает трудности математического характера. Обычно задача сводится к нахождению функции распределения внешней нагрузки и функции распределения сопротивления конструкции.

Функция распределения внешней нагрузки, как правило, бывает задана. Для нахождения же функции распределения сопротивления конструкции (назовем ее функцией распределения несущей способности) в настоящее время существует несколько методов. Мы не будем здесь останавливаться на анализе и сравнении этих методов, скажем только, что одним из наиболее универсальных является метод статистических испытаний.

Несколько слов о количестве испытаний. Для реальных строительных конструкций, если их вероятность отказа составляет $P_f = 10^6 - 10^9$, для получения достоверных результа-

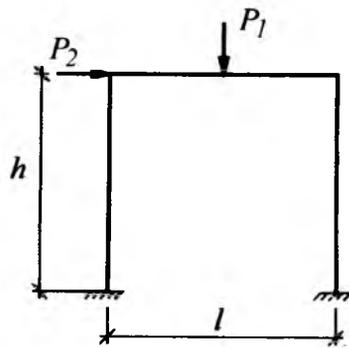


Рис. 1. Одноэтажная рама

тов при построении функции распределения несущей способности при одной случайной величине количество испытаний должно составлять, примерно, $n = 10^7 - 10^{10}$.

Рассмотрим случай, когда на раму действуют две независимые нагрузки (рис. 1).

Количество необходимых испытаний определим из следующих соображений. Проведенные исследования показывают, что для получения достоверных оценок вероятности отказа, в том числе и на "хвостах" функций распределения, количество построенных кривых распределения при заданных значениях N_1 должно быть порядка 100. Несложно подсчитать, что тогда общее количество испытаний составит $100n$, т.е. $10^9 - 10^{12}$. Для того чтобы справиться с таким объемом вычислений современному компьютеру потребуется от нескольких дней до нескольких месяцев. Это с учетом того, что рассчитываемая конструкция достаточно простая.

Вышесказанное подвигнуло к тому, чтобы отказаться от разделения параметров на группу нагрузочного эффекта и группу сопротивления конструкции. Данный подход имеет место не только в методе статистических испытаний, но и в нашедшем широкое применение методе "горячих" точек [2].

Рассмотрим метод "горячих" точек более подробно. Предположим, что в вероятностном расчете фигурирует три нормально распределенные случайные величины, обозначим их X_1, X_2, X_3 . Не будем классифицировать их по принадлежности к различным группам. Построим границу области отказа в пространстве этих случайных величин, получим поверхность отказа. Характеристика безопасности β и в этом случае равна кратчайшему расстоянию в стандартизованном и центрированном пространстве случайных величин X_1, X_2, X_3 от начала координат до поверхности отказа (рис. 2).

Если законы распределения случайных величин не являются нормальными, то их можно заменить нормальными с теми же математическими ожиданиями и дисперсиями, что и у исходных. Этот прием имеет место при использовании метода статистической линеаризации. Возможен и другой подход, когда исходные распределения заменяются нормальными с такими математическими ожиданиями и дисперсиями, чтобы значения их плотностей распределения были равны на границе отказа в точке с наибольшей совместной плотностью вероятности. Данный способ применяется в методе "горячих" точек. Схематически различие подходов отражено на рис. 3.

Из рисунка видно, что метод "горячих" точек дает более точную оценку надежности. В результате проведенных исследований было установлено, что погрешность метода стати-

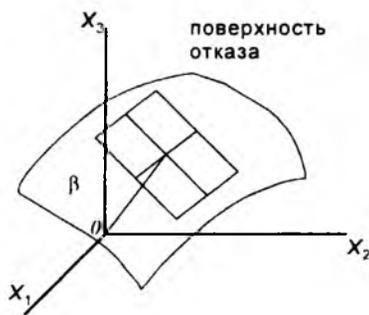


Рис. 2. Поверхность отказа

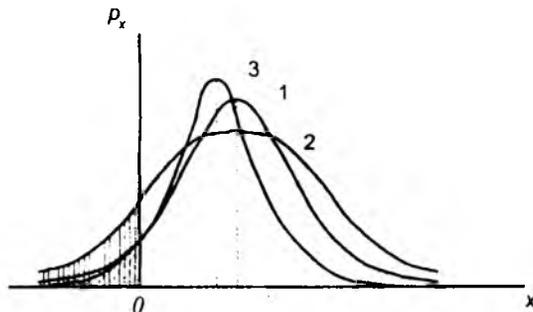


Рис. 3. Схематическое различие подходов

1 — исходное распределение; 2 — нормальное распределение (метод статистической линеаризации); 3 — нормальное распределение (метод "горячих" точек)

стической линеаризации может составлять несколько порядков, т.е. 100 и более раз. Метод "горячих" точек также дает погрешность в несколько раз. Трудность заключается в том, что эту погрешность и в первом, и во втором случае очень сложно, а порой и невозможно оценить (это касается сложных высоконадежных конструкций). Для этой цели необходим более точный метод. Ниже авторами предлагается такой метод.

Расчет состоит из двух частей, включающих несколько этапов.

1. Построение уравнения поверхности, аппроксимирующей границу области отказа в окрестности точки с наибольшей совместной плотностью вероятности исходных случайных величин.
 - 1.1 В стандартизованном и центрированном пространстве всех исходных случайных величин на границе области отказа определяются координаты точки ближайшей к началу координат (узловой точки A).
 - 1.2 Поверхность отказа аппроксимируется в этой точке плоскостью (гиперплоскостью или прямой при двух случайных величинах), являющейся перпендикулярной к отрезку, соединяющему начало координат и узловую точку A . Или поверхность отказа аппроксимируется в узловой точке поверхностью (гиперповерхностью или кривой при двух случайных величинах) определенного порядка.

- 1.3 Полученное уравнение границы отказа переписывается для исходной системы координат, т.е. для пространства исходных случайных величин.
2. Интегрирование по области отказа, ограниченной полученной поверхностью.
 - 2.1 Применяя способ построения плотности распределения для функции двух случайных величин, строим функцию плотности распределения некоторой величины z , которую можно рассматривать как плотность распределения функции работоспособности.
 - 2.2 Интегрируем полученную плотность распределения на определенном интервале и получаем значение вероятности отказа P_f .

Рассмотрим подробнее некоторые пункты.

Пункт 1.1. Для примера рассмотрим П-образную раму (рис. 1). Примем случайными вертикальную и горизонтальную внешние нагрузки.

Используя метод предельного равновесия с учетом формулы Мерчанта (1), строится граница области отказа в пространстве случайных величин (рис. 4).



Рис. 4. Граница области отказа

Наша задача заключается в определении минимального расстояния от начала координат до границы отказа, т.е. координат узловой точки A . Для этого существуют различные численные методы поиска экстремума функции. Выбор наиболее эффективного метода зависит от нескольких факторов, в том числе от вида поверхности отказа. Нам представляется возможным для поиска минимального расстояния использовать последовательно два метода. Сначала методом случайного поиска определяем приближенное значение расстояния и координаты точки A (фактически используем метод статистических испытаний). Затем уточняем эти значения методом покоординатного спуска.

Пункт 1.2. Если в расчете участвуют три случайные величины X_1, X_2, X_3 и поверхность отказа аппроксимируется в точке A плоскостью (по условию задачи), то ее уравнение будет иметь вид:

$$A_1 x_1 + A_2 x_2 + A_3 x_3 + A_0 = 0. \quad (4)$$

Здесь требуется определить коэффициенты A_1, A_2, A_3, A_0 .

Пункт 1.3. При переносе плоскости в другую систему координат изменяются только коэффициенты A_1, A_2, A_3, A_0 .

Пункт 2.1. Рассмотрим способ построения плотности распределения функции двух случайных величин. Пусть имеется две случайные величины X_1 и X_2 с плотностями распределения соответственно $f_1(x_1)$ и $f_2(x_2)$ и система этих случай-

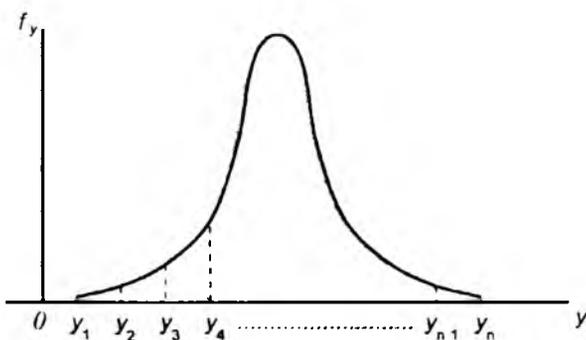


Рис. 5. Построение плотности распределения

ных величин (X_1, X_2) с плотностью распределения $f(x_1, x_2)$. Величина Y является функцией x_1 и x_2 :

$$z = \varphi(x_1, x_2). \quad (5)$$

Если уравнение (5) имеет единственное решение относительно x_1 :

$$x_1 = \psi(y, x_2), \quad (6)$$

то известно, что выражение плотности распределения случайной величины Y имеет вид:

$$f_y(y) = \int_{-\infty}^{\infty} f(\psi(y, x_2), x_2) \left| \frac{\partial \psi(y, x_2)}{\partial x_2} \right| dx_2. \quad (7)$$

Если величины X_1 и X_2 независимы, то выражение (6) примет вид:

$$f_y(y) = \int_{-\infty}^{\infty} f_1(\psi(y, x_2)) f_2(x_2) \left| \frac{\partial \psi(y, x_2)}{\partial x_2} \right| dx_2. \quad (8)$$

Аналогично, когда уравнение (5) имеет единственное решение относительно x_2 :

$$x_2 = \omega(y, x_1), \quad (9)$$

то выражение (8) можно записать:

$$f_y(y) = \int_{-\infty}^{\infty} f_1(x_1) f_2(\omega(y, x_1)) \left| \frac{\partial \omega(y, x_1)}{\partial x_1} \right| dx_1. \quad (10)$$

Допустим, плотность распределения $f_y(y)$ строится по n точкам, тогда выражение (10) необходимо вычислить (решить интеграл) n раз для различных значений y , взятых через определенный интервал (рис.5).

Рассмотрим следующий пример. Пусть имеется четыре независимые случайные величины X_1, X_2, X_3 и X_4 с плотностями распределения соответственно $f_1(x_1), f_2(x_2), f_3(x_3)$ и $f_4(x_4)$. Требуется определить плотность распределения случайной величины Z :

$$Z = \frac{X_1^3 X_2}{X_3} + X_4. \quad (11)$$

Сначала описанным выше способом строим плотность распределения величины $Y_1 = X_1^3 X_2$, которая является функцией первых двух случайных аргументов X_1 и X_2 . Обозначим полученную плотность распределения $f_{y_1}(y_1)$. Теперь выражение (11) принимает вид:

$$Z = \frac{Y_1}{X_3} + X_4. \quad (12)$$

Далее строится плотность распределения величины

$Y_2 = \frac{Y_1}{X_3}$, которая также является функцией двух случайных аргументов Y_1 и X_3 . Получим плотность распределения $f_{y_2}(y_2)$. Тогда:

$$Z = Y_2 + X_4. \quad (13)$$

Аналогично получаем искомую плотность распределения величины $Z = f_z(z)$, которая является функцией двух случайных аргументов Y_2 и X_4 .

Описанный способ применялся В.П.Чирковым [4] при построении плотности распределения несущей способности элементов железобетонных конструкций.

В нашем случае необходимо получить функцию плотности распределения величины Z :

$$Z = A_1 X_1 + A_2 X_2 + A_3 X_3. \quad (14)$$

Плотность распределения величины $Y_1 = A_1 X_1$ можно определить по формуле для плотности вероятности линейной функции одного случайного аргумента:

$$f_{y_1}(y_1) = \frac{1}{|A_1|} f_1\left(\frac{y_1}{A_1}\right). \quad (15)$$

Аналогично плотности распределения $Y_2 = A_2 X_2$ и $Y_3 = A_3 X_3$:

$$f_{y_2}(y_2) = \frac{1}{|A_2|} f_2\left(\frac{y_2}{A_2}\right) \text{ и } f_{y_3}(y_3) = \frac{1}{|A_3|} f_3\left(\frac{y_3}{A_3}\right). \quad (16)$$

На следующем шаге определяем плотность вероятности величины $Y_4 = Y_1 + Y_2$. В данном случае она определится как композиция законов распределения $f_{y_1}(y_1)$ и $f_{y_2}(y_2)$, получаем $f_{y_4}(y_4)$.

Окончательно плотность распределения величины $Z = Y_4 + Y_3$ определится как композиция законов распределения $f_{y_4}(y_4)$ и $f_{y_3}(y_3)$. Таким образом получим искомую плотность вероятности $f_z(z)$.

При большем количестве случайных величин количество шагов увеличивается, но процедура остается аналогичной. По сравнению с непосредственным численным решением кратно интеграла описанный способ снижает требуемое количество машинного времени до практически приемлемого.

Пункт 2.2. Для определения вероятности отказа необходимо проинтегрировать выражение:

$$P_f = \int_{A_0}^{\infty} f_z(z) dz. \quad (17)$$

В качестве примера была рассмотрена железобетонная рама изображенная на рис.6. Принято 14 опасных сечений.

Для стоек основное расчетное положение при рассмотрении их как внецентренно сжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения согласно СНиП [3] было принято:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A_c' (h_0 - a'), \quad (18)$$

где все обозначения приняты согласно [3].

Для ригелей условие прочности по нормальным сечениям при рассмотрении их как изгибаемых элементов, армированных двойной арматурой, имеет вид:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A_c' (h_0 - a'). \quad (19)$$

При оценке надежности железобетонной рамы были приняты следующие исходные данные: $l = 6\text{ м}$; $h = 4\text{ м}$; $h_0 = 0.26\text{ м}$; $a = 0.04\text{ м}$; сечение стоек и ригелей

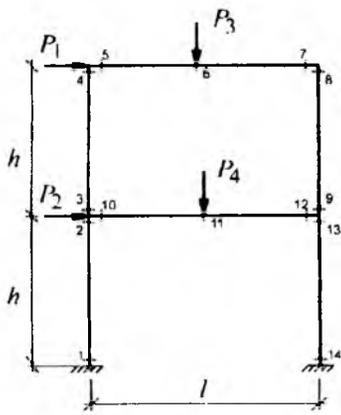


Рис. 6. Двухэтажная рама

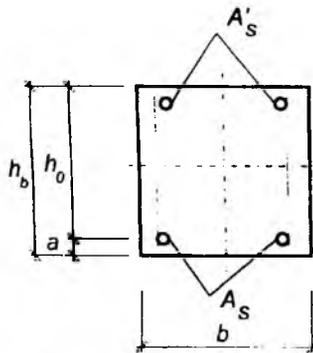


Рис. 7. Расчетное сечение

$b \times h_b = 0.3 \text{ м} \times 0.3 \text{ м}$ (рис. 7); площадь сечения арматуры стоек $A_s = A'_s = 0.000308 \text{ м}^2$ ($2\text{Ø}14$); площадь сечения арматуры ригелей: растянутой $A_s = 0.000226 \text{ м}^2$ ($2\text{Ø}12$), сжатой $A'_s = 0.000057 \text{ м}^2$ ($2\text{Ø}6$) (арматура класса $A - III$).

Прочности арматуры и бетона распределены по нормальному закону. В расчете принято, что прочностные характеристики бетона и арматуры стоек первого этажа корреляционно не связаны соответственно с прочностью бетона и арматуры стоек второго этажа, а также не связаны с прочностью бетона и арматуры обоих ригелей.

Вероятные характеристики случайной прочности бетона и арматуры соответственно равны.

Математические ожидания: $m_b = 30 \text{ МПа}$; $m_a = 300 \text{ МПа}$.

Стандартные отклонения: $S_b = 4.5 \text{ МПа}$; $S_a = 30 \text{ МПа}$.

Вероятностные характеристики внешних воздействий.

Математические ожидания: $m_{P_1} = 6 \text{ кН}$; $m_{P_2} = 4.5 \text{ кН}$;

$m_{P_3} = 8 \text{ кН}$; $m_{P_4} = 6 \text{ кН}$.

Стандартные отклонения: $S_{P_1} = 0.6 \text{ кН}$; $S_{P_2} = 0.45 \text{ кН}$;

$S_{P_3} = 0.8 \text{ кН}$; $S_{P_4} = 0.6 \text{ кН}$.

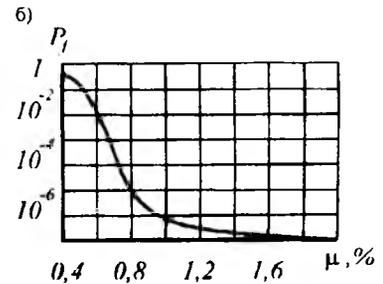
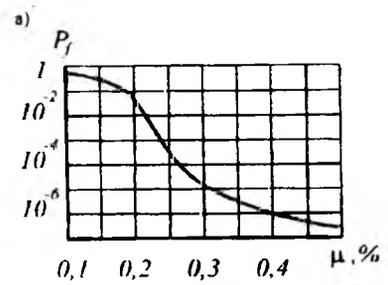


Рис. 8. Графики зависимости вероятности отказа от процента армирования
а — ригели; б — колонны

Рассматривалось два варианта, для каждого из которых определялась вероятность отказа P_f .

1. Все внешние нагрузки распределены по нормальному закону: $P_f = 3.172 \cdot 10^{-5}$.

2. Внешние нагрузки F_1 и F_2 распределены по двойному экспоненциальному закону: $P_f = 1.077 \cdot 10^{-4}$.

Построены графики зависимости вероятности отказа P_f от процента армирования ригелей (рис. 8а) и колонн (рис. 8б) при нормальном распределении исходных случайных величин.

Предлагаемый подход позволяет осуществлять вариантное проектирование с точки зрения оценки надежности принимаемых проектных решений.

Библиографический список

1. Кузнецов Б.Н. Рекомендации по расчету стальных рам как единых нелинейных систем. — М.: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1987. — 98 с.
2. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании. — М.: Издательство Ассоциации Строительных Вузов, 1998. — 302 с.
3. СНиП 2.03-01-84. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. — 79 с.
4. Чирков В.П. Вероятностные методы расчета мостовых железобетонных конструкций. — М.: Транспорт, 1980. — 134 с.
5. Merchant W. The failure load of rigid jointed frameworks as influenced by stability. Structural Engrs. V. 32, № 7, 1954. — p. 185–190.

Учет трещин при расчете конструкций монолитных зданий методом конечных элементов

В диафрагмах жесткости монолитных зданий часто появляются технологические трещины. В литературе встречаются различные мнения о степени влияния этих трещин на работу здания. Поэтому иногда требуется производить поверочные расчеты с учетом трещин.

Очертания трещины можно задать в виде ломанного проема, используя стандартную процедуру подготовки данных для расчета с помощью МКЭ - «РАСШИТЬ СХЕМУ». Работа арматуры в трещине моделируется с помощью КЭ № 55, который вводится между парными узлами сетки КЭ по берегам трещины (рис. 1).

Жесткость вдоль осей местной системы координат КЭ № 55 определяется по формулам:

$$R_x = \frac{1}{C_x}, \quad (1)$$

$$R_y = R_z = \frac{1}{C_e}, \quad (2)$$

$$R_{xy} = R_{xz} = \frac{1}{C_1}, \quad (3)$$

$$R_{yx} = \frac{1}{C_x}, \quad (4)$$

где:

C_N - податливость в продольном направлении (вдоль ос X);

C_Q - податливость в поперечном направлении (вдоль осей Y и Z);;

C_1 - угловая податливость в заделке арматуры по берегам трещины (вокруг осей Y и Z);

C_{ux} - податливость вокруг оси X.

Податливость в поперечном направлении исследовалась в работе [1], где отмечается аналогия напряженно- деформированного состояния при работе анкерного стержня на осевую и поперечную нагрузки.

Рекомендуется при ширине раскрытия трещины не более 1,5 мм податливость определять по

формуле (5), при ширине раскрытия менее 7,5 мм - по формуле (6), при ширине раскрытия более 7,5 мм - по формуле (7):

$$C_Q = 2C, \quad (5)$$

$$C_Q = \frac{C_1 a^2}{2} + 2C_2, \quad (6)$$

$$C_Q = \left(\frac{a^3}{12EJ} + \frac{a^3 k}{GF} \right) + \left(\frac{C_1 a^2}{2} + 2C_2 \right), \quad (7)$$

где:

C_2 - податливость заделки арматуры действию сдвигающих сил.

$$C_1 = \frac{8\varepsilon^3}{K_1}, \quad (8)$$

где:

K_1 - коэффициент постели основания;

ε - вспомогательная величина, определяемая по формуле:

$$\varepsilon = \sqrt[3]{\frac{K_1}{4EJ}}, \quad (9)$$

При диаметрах арматуры от 4 до 10 мм и бетонах марок М75 ... М300 K_1 определяется по формуле (10) [5], при диаметрах от 8 до 14 мм и бетонах марок М150 ... М230 K_1 определяется по формуле (11) [3]:

$$K_1 = 0,113 \cdot dE_b, \left[\frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \right] \quad (10)$$

$$K_1 = 1,2dE_b R \cdot 10^{-3}, \left[\frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \right] \quad (11)$$

где:

d - диаметр арматуры, см;
 E_b - модуль упругости бетона, кгс/см²;

R - кубиковая прочность бетона, кгс/см².

Податливость в поперечном направлении необходимо опреде-

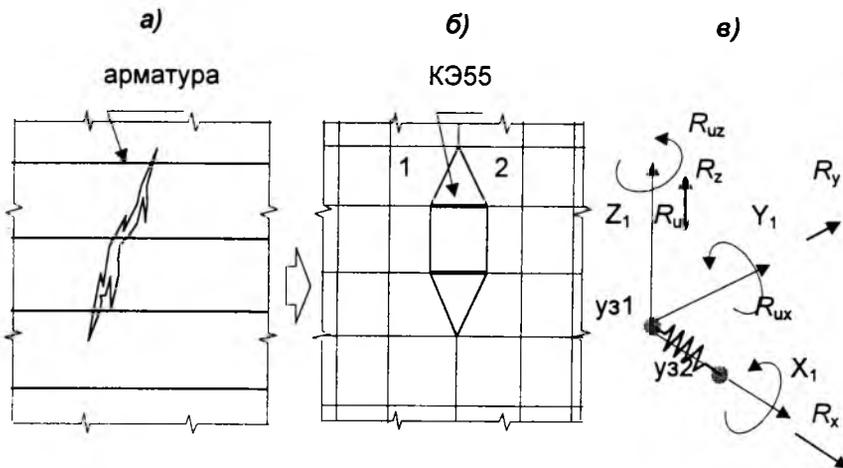


Рис. 1. Усилия, действующие на арматурный стержень

а - схема трещины в элементе конструкции; б - схема моделирования трещины при расчете с помощью МКЭ; в - схема КЭ№55

лять с учетом продольной силы в арматуре [2]:

$$C_2 = \frac{10^{-2}}{R_{nd}} \left(1 + \sqrt{\frac{N}{10^3 n}} \right), \quad (12)$$

где:

N - продольное усилие в КЭ №55; действующее на группу из n арматурных стержней в трещине.

Продольное усилие N определяется как произведение площади арматуры на напряжения в ней. Напряжения в общем случае следует брать из расчета несущей системы методом последовательных приближений. Следует полагать, что напряжения в арматуре не превышают расчетного сопротивления, следовательно, податливость не превышает некоторого максимального значения, соответствующего расчетному сопротивлению арматуры.

Данные, приведенные в работе [1], свидетельствуют о том, что: кратковременная податливость, определяемая без учета N , почти не изменяется при $d \geq 20$ мм, с учетом N - при $d \geq 16$ мм, а длительная податливость, без учета N - при $d \geq 28$ мм, с учетом N - при $d \geq 16$ мм. Это позволяет утверждать, что при проектировании уменьшать кратковременную податливость за счет увеличения диаметра арматуры без учета N имеет смысл только при $d < 20$ мм, с учетом N - при $d < 16$ мм.; а длительную податливость, без учета N - при $d < 28$ мм, с учетом N - при $d < 16$ мм.

Достижению напряжениями в арматуре расчетного сопротивления должна соответствовать некоторая ширина раскрытия трещины. Оценка ширины раскрытия трещины может быть осуществлена путем учета податливости арматуры на длине ее анкеровки по формуле (13) [2]:

$$g_u = \frac{1}{2} a_{rc} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_s l_{an}}{E_s}, \quad (13)$$

где:

$\sigma_s = R_s$ - напряжения в арматуре;

g_0 - податливость арматуры на длине анкеровки;

l_{an} - длина анкеровки, определяемая по СНиП 2.03.01-84*.

С другой стороны, известна эмпирическая формула СНиП - 2.03.01-84* (144), отражающая связь между напряжения в растянутой арматуре и шириной раскрытия трещины.

Значения ширины раскрытия трещин, определенные по формулам СНиП и (13), составляют 0,3 - 0,7 мм. Допустим, что диафрагма жесткости здания удовлетворяет требованиям 3 - й категории по трещиностойкости. При этом ширина раскрытия трещин от усадки не превышает 0,3 мм. Тогда напряжения в арматуре класса А-III, вычисленные по формуле (13) и по СНиП, не превышают расчетного сопротивления при диаметрах 10 - 20 мм, а в арматуре класса А-I - при диаметрах 14...16 мм.

Перемещения узлов, соединяемых КЭ № 55 в программах, реализующих МКЭ, задаются линейной зависимостью от действующих усилий. Если анкеровка стержня происходит достаточно далеко от края бетона ($t > t_{кр}$ по рис. 2.), то диаграмма работы имеет вид кривой 2.

Разрушение заделки [4] обычно не происходит вплоть до разрыва самого анкера. Если анкер находится близко от края бетона, может произойти разрушение от выкалывания или раскалывания. В

этом случае диаграмма работы анкера будет отражаться кривой 1. Критическое значение $t = t_{кр}$, разделяющее случаи больших и малых t , может быть получено по формуле [6]:

$$t_{кр} = \sqrt{\frac{A_{sw} R_{sw}}{3,3 R_{bt}}}. \quad (14)$$

Значения $t_{кр}$ при диаметрах арматуры 6...14 мм и классах бетона В20...В30, приведены в таблице.

Из таблицы видно, что в плоскости диафрагмы в поперечном направлении толщина бетона $t > t_{кр}$ и деформации в этом случае описываются кривой 2. Из плоскости диафрагмы расстояние до края бетона t равно защитному слою и относится к случаю малых t , следовательно, деформации описываются кривой 1. Максимальное усилие, соответствующее кривой 1, равно прочности анкеровки на выкалывание бетона под анкером. На практике выкалывания не обнаружено, следовательно, усилия не достигают предела прочности и анкер работает где - то на восходящей части диаграммы 1. На этой части ее очертания совпадают с очертаниями диаграммы 2.

В литературе [6] довольно часто анкер моделируют как балку на упругом (несвязном, винклеров-

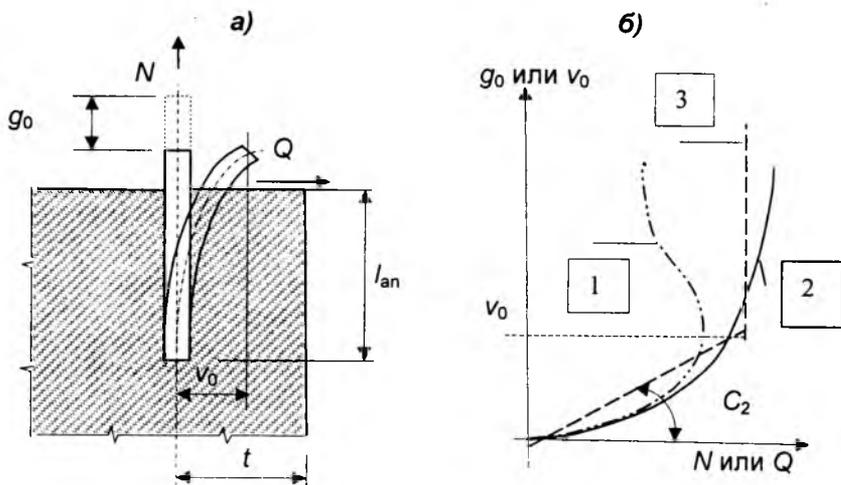


Рис. 2. Податливость анкера при действии осевой и поперечной нагрузки
а - схема деформации анкера; б - диаграмма работы анкера: 1 - расстояние от края анкера малое; 2 - расстояние от края анкера большое; 3 - упруго-пластическая диаграмма

Класс бетона	Диаметр арматуры d , мм	v_n , мм	Q , кгс	$\tau_{\text{среднее}} = \frac{Q}{A_s}$ кгс/см ²	$\tau_{\text{макс}} = \frac{4}{3} \tau_{\text{среднее}}$ кгс/см ²	$t_{\text{кр}}$, см
1	2	3	4	5	6	7
В20	6	0,1375	116,5	413	550	4,2
	10	0,1375	284,8	363	480	6,9
	14	0,0800	519,4	338	450	9,7
В30	6	0,1655	161,1	570	760	3,7
	10	0,1655	394,0	502	670	6,1
	14	0,0800	793,6	513	690	8,6

ском) основании. Эта методика дает хорошее согласование с результатами опытов [5]. Диаграмма 2 заменяется ломанной прямой 3 идеальных упруго – пластических деформаций, которую можно задать двумя параметрами: смещениями v_n , при которых происходит условный переход от упругих деформаций бетона к пластическим, и коэффициентом податливости C_2 , непосредственно получаемого из опытов. В [3] приведены следующие данные: при диаметре стержня $d = 10$ мм, $v_n = 100$ мк; при диаметре стержня $d = 14$ мм, $v_n = 80$ мк. Для стержней $d = 4...10$ мм получена зависимость:

$$v_n = 5 \cdot 10^{-8} E_b \quad (15)$$

Значение E_b подставляется в кгс/см².

Поперечное усилие, при котором происходит переход в упруго – пластическую стадию, определяются по формуле [6]:

$$Q = \frac{K_1 v_n}{2\varepsilon(1 + e_0 \varepsilon)}, \quad (16)$$

где:

e_0 – эксцентриситет приложения Q .

Если полученное из расчета перемещение узлов КЭ, моделирующего арматуру в трещине, относительно друг друга в поперечном направлении, окажутся больше величин, приведенных в столбце 3 таблицы, или поперечные силы (касательные напряжения) превысят значения, указанные в столбцах 4 – 6 таблицы, то арматура в зоне анкеровки переходит в пластическую стадию работы и больше не оказывает сопротивления поперечному сме-

щению. В таком случае, в запас прочности, можно исключить этот КЭ из расчетной схемы.

Податливость при действии продольной силы может быть определена с учетом формулы (13) исходя из следующих соображений: ширина раскрытия трещины может быть принята как удвоенное значение смещения арматуры на длине анкеровки (рис. 3а.) от усилий, не превышающих расчетного сопротивления арматуры. Тогда податливость бетона за счет C_2 следует определять с учетом продольной силы, по формуле (12), а податливость анкера продольной силе можно получить из следующего выражения:

$$C_N = \frac{\Delta l}{N} = \frac{\Delta l}{\sigma_s A_n} = \frac{a l_{\text{ан}}}{a_{\text{кр}} E_s A_n} = \frac{l_{\text{ан}}}{E_s A_n} \quad (17)$$

Если трещина образовалась по каким – то другим причинам, то – есть в арматуре изначально, до

приложения внешней нагрузки не возникают продольные напряжения (технологический шов бетонирования), то податливость бетона за счет C_2 следует определять без учета продольной силы, или с учетом напряжений, полученных из расчета несущей системы здания по формуле (12), а податливость продольной силе можно получить из следующих выражений (рис. 3б.):

$$\sigma_s = \varepsilon E_s = \frac{\Delta a_{\text{кр}}}{a_{\text{кр}}} E_s$$

$$\Delta a_{\text{кр}} = \frac{\sigma_s a_{\text{кр}}}{E_s}$$

$$\Delta l = 2g_0 + \Delta a_{\text{кр}}$$

$$C_N = \frac{\Delta l}{N}$$

$$N = \sigma_s A_s n$$

$$C_N = \frac{a_{\text{кр}} + l_{\text{ан}}}{E_s A_s n} \rightarrow \frac{l_{\text{ан}}}{E_s A_s n}$$

$$C_N = \frac{l_{\text{ан}}}{E_s A_s n} \quad (18)$$

То есть формула аналогична (17) независимо от того, определяется продольная податливость с учетом или без учета продольной силы.

При длительном действии нагрузки значения по формулам (12) (17) и (18) удваиваются.

Податливость вокруг оси X для плоскостных конструкций можно не учитывать.

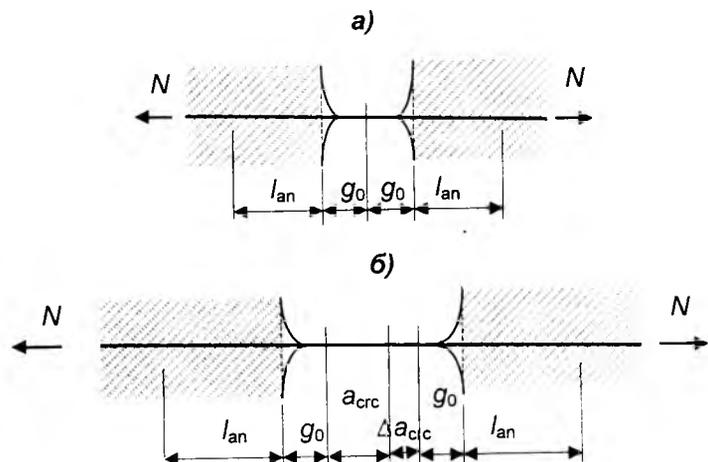


Рис. 3. Податливость арматуры

а – без учета; б – с учетом начальной ширины трещины $a_{\text{кр}}$

Таким образом, можно сделать следующие выводы:

1. Работу арматуры в трещине можно моделировать с помощью КЭ№55, задавая его жесткости как величины, обратные податливости в соответствующих направлениях. Податливость в поперечном направлении определяется с учетом продольной силы в арматуре; при ширине раскрытия трещины менее 1,5 мм, податливость определяется по формуле (5), при ширине раскрытия менее 7,5 мм – по формуле (6), при ширине раскрытия более 7,5 мм – по формуле (7). Значение продольной силы определяется по результатам расчета.

2. При ширине раскрытия трещины 0,3 – 0,7 мм продольные напряжения в арматуре могут достигать расчетных сопротивлений. Продольные напряжения в арматуре элементов, удовлетворяющих 3-й категории требований к трещиностойкости, не достигают расчетного сопротивления: для

арматуры класса А-III – при $d = 10...20$ мм, для арматуры класса А-I – при $d = 14$ и 16 мм.

3. Нелинейная работа арматуры учитывается в эмпирических формулах определения податливости. Кроме того, даны формулы определения параметров, определяющих начало нелинейной работы арматуры, значения которых представлены в таблице.

4. Податливость в продольном направлении не зависит от начальной ширины раскрытия трещины.

5. Податливость вокруг оси X для плоскостных конструкций можно не учитывать.

6. При длительном действии нагрузки значения, полученные по формулам (12) (17) и (18), удваиваются.

Библиографический список

1. Иванов С. И. Поперечная податливость арматуры в трещи-

не. Деп. в ВИНТИ. Москва, НИИЖБ, 1999.

2. Клевцов В. А. Действительная работа предварительно напряженных железобетонных конструкций покрытий производственных зданий. Диссертация докторская. Москва, НИИЖБ, 1977.

3. Кольнер В. М., Тевелев Ю. А. Работа арматурного стержня в бетоне при поперечном нагружении. Труды ВНИИЖелезобетона, вып. 13. 1967.

4. Рекомендации по проектированию стальных закладных деталей железобетонных конструкций. Москва, НИИЖБ, 1984.

5. Тевелев Ю. А. Исследование действительной статической работы крупнопанельного здания. Автореферат кандидатской диссертации, МАДИ, 1966.

6. Холмянский М. М. Закладные детали сборных железобетонных элементов. Москва, Стройиздат, 1968.

В ПОМОЩЬ ЗАВОДСКИМ ЛАБОРАТОРИЯМ

В.А.ГОРШКОВ, д-р техн. наук, проф., академик Международной академии информатизации (МАДИ, НПК СВМ); Э.Г.СОРКИН, канд.техн. наук (ИТЦ КОНТРОС)

Автоматизированное рабочее место для заводской лаборатории

Постоянно растущие требования по обеспечению качества выпускаемого бетона требуют организации как надлежащего контроля качества исходных материалов, так и контроля и управления отпускным и эксплуатационным качеством самого бетона. Как в нашей стране, так и за рубежом для этих целей широко применяются компьютерные системы обработки данных. Необходимость компьютеризации ведения лабораторной документации также обусловлена желаниями потребителей иметь более полную информацию о получаемом бетоне, о характеристиках исходных материалов и методике проектирования состава бетона, о чем свидетельствуют запросы карт подбора составов бетона, документов о его качестве, сводных паспортов с результатами испытаний как в промежуточном, так и в 28 дневном возрасте. Некоторые потребители требуют результаты испытаний и по кинетике

твердения бетона. Рыночные условия вынуждают бетонные заводы идти навстречу требованиям потребителя, что без использования современных компьютерных технологий в лаборатории заводов практически невозможно.

В начале 80-х годов с появлением первых персональных компьютеров распространялись отдельные расчетные программы для решения задач заводских лабораторий. Как правило, данные программы не обладали достаточно высокой степенью "дружественности" интерфейсов и их применение требовало от сотрудников лаборатории определенных навыков работы с ними, что затрудняло их распространение в повседневной практике лабораторий.

В 1985 г. была разработана интегрированная система "Автоматизированное рабочее место заводской лаборатории - АРМ-Бетон" [1] на языке FoxPro, в ко-

торой ведение журналов контроля качества исходных материалов, прочности бетона, расчет составов, норм осуществлялись на единой системе баз данных. Работа с системой не требовала специальной подготовки и работники лаборатории через 3-4 часа работы полностью осваивали все приемы по ее эксплуатации.

К середине 90-годов система эксплуатировалась более чем на 30 заводах (лаборатории которых были оснащены персональными компьютерами) Новгорода, Воронежа, Урала, Западной Сибири, Украины, Прибалтийских республик, Дальнего Востока, Петербурга, Москвы (последовательность регионов приведена в соответствии с очередностью внедрения).

В 1998 г. была закончена разработка новой версии автоматизированного рабочего места заводской лаборатории, названной разработчиками Файн-Лаб, в которой решается более широкий круг задач с еще более удобным и простым интерфейсом и высоким качеством выдаваемых документов.

Программа работает в ОС Windows-95 и написана в среде Delphi-3.

Система ФайнЛаб (см. рисунок) включает в себя ряд вспомогательных и основных пакетов.

Справочники, определители, установки. В этом пакете вводятся основные характеристики и особенности конкретного предприятия. Ввод поставщиков материалов, потребителей бетона, штата лаборатории, используемых добавок, условий твердения и пр. позволяет существенно повысить производительность работы с системой, поскольку это позволяет избежать значительного объема ввода информации с клавиатуры.

Контроль качества исходных материалов. Данный комплекс программ позволяет вести в интерактивном режиме ввод паспортных данных и результатов испытаний заполнителя и цемента и получать соответствующую твердую копию журнальной страницы. Помимо гостированных характеристик система рассчитывает и дополнительные. Для песка введена дополнительная характеристика ослабления кривых рассева при аппроксимации их экспоненциальными зависимостями [2]. Значимость данной характеристики заключается в том, что ее обратная величина определяет средний размер зерна и его среднее квадратическое отклонение, а также в том, что она аналитически связана с удельной условной поверхностью песка. Удельная поверхность крупного заполнителя вычисляется по аналитической зависимости данного показателя от результатов его отсева по ситам.

Контроль качества тяжелого и легкого бетона. В данном пакете проводится заполнение журнала контроля прочности (для тяжелого бетона) и плотности (для легкого бетона). Осуществляется расчет и печать контрольных карт прочности и плотности за произвольный, определяемый ГОСТом периоды. Этот комплекс программ выдает документы о качестве на бетонную смесь и паспорта на бетон. По требованию потребителей бетонной смеси выдаются сводные паспорта за произвольный период времени с результатами контроля прочности в промежуточном и 28-дневном возрасте.

Проектирование состава бетона. Состав тяжелого бетона рассчитывается на основании известных методик, ГОСТов и руководств. После ввода (или выбора из баз выпускаемых бетонов и журналов контроля качества исходных материалов) требуемых характеристик бетона и фактических характеристик материалов осуществляется расчет начального состава. В интерактивном режиме параллельно с экспериментом или по его завершению определяется и вводится фактическая удобоукладываемость, после чего выдаются рекомендации по коррекции состава для достижения заданной подвижности (жесткости) путем добавления либо цемента и воды, либо песка и крупного заполнителя.

По достижению заданной удобоукладываемости рассчитываются дополнительные составы для оптимизации соотношения мелкого и крупного заполнителя.

Для выбора оптимального состава реализуются дополнительные подборки с различными цементно-водными отношениями. По результатам испытаний контрольных кубов-образцов в промежуточном и 28-дневном возрасте определяется водоцементное отношение и состав бетона. Рабочий состав рассчитывается с учетом фактических значений влажности заполнителей и объема бетономешалки. Работа в данном пакете может быть прервана на любом этапе с возобновлением проектирования состава в любое время. Количество составов, находящихся в стадии проектирования, не ограничено.

При необходимости выдается карта подбора состава с исходными данными бетона, характеристиками материалов, методикой расчета начального состава со всеми промежуточными вычислениями. Выводятся результаты корректировки состава по фактической удобоукладываемости, оптимальному соотношению заполнителей, водоцементному отношению. Приводится подробная таблица результатов разрушающих испытаний бетона с различными цементно-водными отношениями и графики зависимостей прочностей бетона в различных возрастах от цементно-водного отношения. Распечатывается производственный рабочий составы с учетом влажности материалов и объема бетономесителя.

Аналогична процедура расчета состава легкого бетона.

Коррекция текущего состава. Коррекция состава осуществляется на основе двух контуров управления: по возмущению и по отклонению

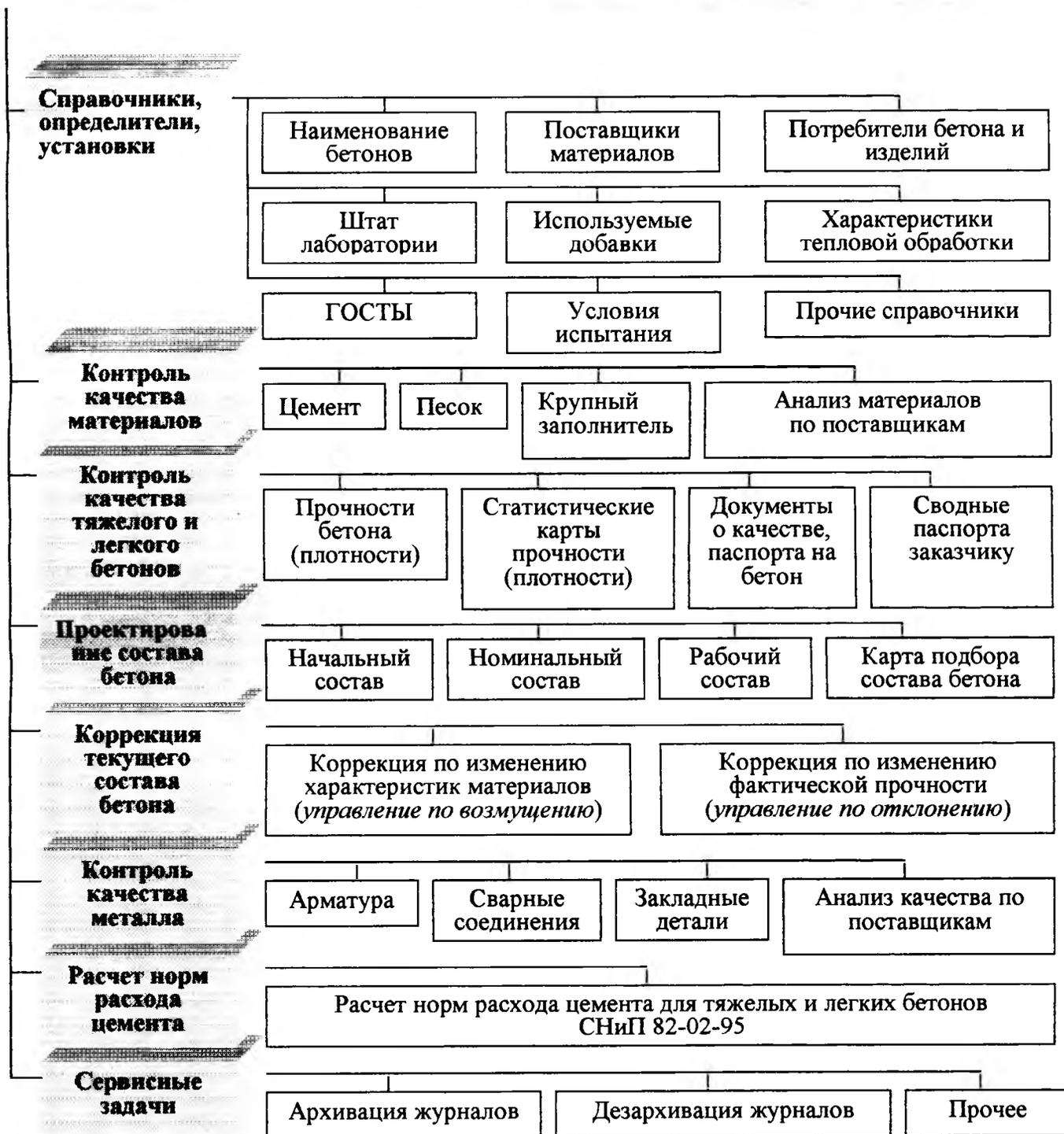
Управление по возмущению компенсирует изменения контролируемых характеристик исходных материалов и основано в основном на технологических аспектах бетоноведения.

Управление по отклонению компенсирует неконтролируемые изменения характеристик материалов и параметров технологического процесса в их совокупном влиянии на изменение прочности бетона и основано на спектральном анализе динамики изменения прочности [3,4,5]. Система на основании контрольных карт определяет величину оптимальной коррекции цементно-водного отношения (с пересчетом всего состава), минимизирующей вариацию прочности бетона.

Автоматизированное рабочее место заводской лаборатории

ФайнЛаб

(испытание, контроль, управление, документация, архив)



Структура задач, решаемых системой АРМ Бетон — ФайнЛаб

Результаты внедрения такого управления на заводах сборного железобетона Новгорода и Москвы при управлении отпускной прочностью бетона показали ее высокую эффективность. Эффективность управления по отклонению тем выше, чем выше низкочастотная составляющая в общем спектре изменения характеристик исходных материалов и параметров технологического процесса.

Наличие низкочастотных составляющих в общем спектре изменения прочности бетона обусловлено рядом причин, к числу которых можно отнести большие объемы поставок материалов, сегрегационные эффекты, сопровождающие процессы выгрузки, складирования заполнителей, инерционностью процессов термовлажностной обработки и пр.

Для товарного бетона данный вид управления заметного снижения вариации бетона по прочности не дает, что объясняется большим запаздыванием с момента назначения состава до времени определения прочности бетона в 28-дневном возрасте.

Для сборного железобетона при управлении отпускной прочностью такая коррекция приводит к снижению коэффициента вариации на 20-30% от имеющегося уровня.

Контроль качества металла. В этом пакете проводится анализ качества арматурных стержней, сварных соединений, закладных деталей, соответствие характеристик ГОСТу и выдача твердых копий соответствующих журналов.

Расчет норм расхода цемента осуществляется на основе федеральных (типовых) элементных норм расхода цемента при изготовлении бетонных и железобетонных изделий и конструкций.

Сервисные задачи. Как показал опыт эксплуатации системы на заводах количество годовых записей доходит до 4...8 тысяч. В связи с этим помимо основных перечисленных функций система выполняет и ряд вспомогательных сервисных задач, таких как архивация и дезархивация данных.

Эксплуатация системы на ОАО Спецстройбетон-ЖБИ17, ЗАО ТЕМЕХ, Тушинском ЖБК ДСК 1, Краснопресненском ЖБК ДСК 1, ДОО КЖИ355 ОАО ХК Главстройпром, АО Трансинжстрой, ОАО МОИС, ОАО-БЕТОН, ШТЕРН-ЦЕМЕНТ показали высокую ее эффективность.

Мостовая инспекция и Мосстройсертификация рекомендовали использовать на заводах железобетонных изделий и товарного бетона для организации контроля и управления качеством систему АРМ-Бетон ФайнЛаб.

В настоящее время НПК СВМ и ИТЦ КОНТРОС ведут работу по созданию следующей версии АРМ-Бетон ФайнЛаб-2001, в которой учитывается накопленный опыт и пожелания пользователей.

С системой можно ознакомиться на сайте:

www.armcon.ru

По вопросам приобретения системы ФайнЛаб обращаться в ИТЦ КОНТРОС по адресу 141500, г. Солнечногорск МО, ул. Революции, 3; тел./факс 179-85-17, e-mail: itc_contros@mtu-net.ru

Библиографический список

1. Горшков В.А., Зыкин И.М., Стесин А.С., Шалыт И.С. АСУ лаборатории завода железобетонных конструкций. Промышленность строительных материалов Москвы, 1985, № 4.
2. Горшков В.А. Новая характеристика для оценки зернового состава песка. Известия ВУЗов. Строительство и архитектура, 1987, № 6.
3. Горшков В.А. Коррекция состава бетонной смеси в производственных условиях. Бетон и железобетон, № 2, 1987.
4. Воробьев В.А., Горшков В.А., Суворов Д.Н., Каледин А.Н. Динамическое управление прочностью бетона. Тезисы ВУЗов. Строительство и архитектура. 1987, № 10.
5. Vorobjov V.A., Gorshkov V.A., Suvorov D.V., Syrkov V.B. Optimale Steuerung der Zusammensetzung von Frischbeton aufgrung der Druckfestigkeitskontrolle. Internationales Kolloquium. Wissenschaftliche Berichte der Technischen Hochschule Leipzig 1979.

ДОЛГОВЕЧНОСТЬ

Е.А.ГУЗЕЕВ, д-р техн. наук, проф., **К.А.ПИРАДОВ**, д-р техн. наук, **Т.Л.МАМАЕВ**, канд. техн. наук, **А.Л.МОЧАЛОВ**, инж. (НИИЖБ)

Оценка морозостойкости бетона по параметрам механики разрушения

Существующие методы определения морозостойкости бетона требуют проведения объемных и, самое главное, длительных экспериментальных исследований, в обязательном порядке в условиях лаборатории. Сегодня при огромных объемах производства бетона и изделий из него это неприемлемо. Необходимо в производственных условиях оценивать качество изделий или конструкций с позиции обеспечения требуемой морозостойкости, т.е. нужен такой

критерий, который корректен при его определении и позволяет судить о стойкости бетона к циклическим низкотемпературным воздействиям. Выполненные нами экспериментальные исследования показали наличие корреляции между критерием механики разрушения K_c и морозостойкостью бетона. Кроме того, важным является тот факт, что морозостойкость может быть спрогнозирована теоретически по результатам определения K_c [1].

В производственных условиях возможно определение K_c на основе существующего метода нахождения прочности бетона при испытаниях на отрыв со скалыванием. Этот метод заключается в том, что в выбуренный в бетонном массиве шпур радиусом r_0 вставляется специальное анкерное устройство, которое затем выдергивается с помощью пресс-насоса [2]. При этом вместе с анкерным устройством от массива отделяется часть бетона в виде конуса с максимальным радиусом разрушения r_{max} и высотой h . По монетру определяется усилие вырыва конуса из массива бетона.

Определим нормальное напряжение σ_r при старте трещины в бетоне (от первоначального значения ее радиуса r_0). Предположим, что разрушение происходит по поверхности конуса, образующая которого совпадает с площадкой главных напряжений.

Зададимся распределением главных напряжений по длине образующей в виде параболы степени $n=5$:

$$\sigma_r = \sigma_r^{\max} \left(1 + \frac{r_0 - r}{r_{\max}}\right)^5, \quad (1)$$

где σ_r^{\max} — максимальное нормальное напряжение на площадке, расположенной на поверхности отрыва; r — текущий радиус конуса.

На основании численного анализа можно заключить, что напряженно-деформированное состояние хорошо описывается задачей Буссинеска

$$\sigma_r = \frac{3P}{2\pi h^3}. \quad (2)$$

Учитывая, что $r_{\max} = htg\alpha$

$$\sigma_r^{\max} = \frac{3P}{2\pi h^3 \left(1 + \frac{r_0 - r}{htg\alpha}\right)^5} \quad (3)$$

значение компонентов напряженного состояния

$$\sigma_z = \sigma_r \cos^2(90 - \alpha) \quad (4)$$

$$\tau_{rz} = \frac{1}{2} \sigma_r \sin 2(90 - \alpha). \quad (5)$$

Для определения σ_r на главной площадке воспользуемся свойством

$$\tau_{rz} = \frac{\sigma_z - \sigma_r}{2}. \quad (6)$$

Откуда после подстановки значений σ_z и τ_{rz} получим

$$\sigma_r = \frac{3P(\cos^2(90 - \alpha) - \sin 2(90 - \alpha))}{2\pi h^3 \left(1 + \frac{r_0 - r}{htg\alpha}\right)^5}. \quad (7)$$

Напряженно-деформированное состояние вблизи края шпура в упругом массиве при старте трещины характеризуется коэффициентом интенсивности напряжения K_1 . Будем считать, что вершина трещины находится на оси абсцисс в точке $x=a$. Ось абсцисс направлена по касательной к контуру трещины в этой точке. Тогда выполняется соотношение

$$K_1^{\pm} - iK_{11} = \lim_{l/R \rightarrow 0} \sqrt{2\pi(x - a)} [\sigma_y(x, 0) - i\tau_{xy}(x, 0)]. \quad (8)$$

Если принять, что радиус круговой границы диска R , тогда

$$K_1 = \lim_{l/R \rightarrow 0} \frac{\sqrt{1 - \frac{l}{R}}}{\sigma_{xy} \sqrt{\pi d}} \frac{2}{\sqrt{\pi^2 - 4}}. \quad (9)$$

Серия образцов	Морозостойкость		K_{1c} МПа м ^{1/2}	
	Количество циклов	Потери прочности, %	ГОСТ 22690-88	ГОСТ 29167-91
1	31	27,5	0,60	0,46
2	48	2,5	0,80	0,57
3	8	34,8	0,46	0,41

По (8) получим

$$K_1^{\pm} - iK_{11} = \frac{1}{\sqrt{\pi d}} \int_{-l}^l \frac{l}{R} \frac{1}{\frac{l}{R} + t} P t dt, \quad (10)$$

где t — текущая координата на контуре трещины.

Учтя зависимость для КИН для диска с прямолинейной границей, на которую выходит радиальная трещина, полученную методом дуальных интегральных уравнений

$$K_1 = \sigma_{xy} \sqrt{2\pi l} \left(\frac{\sqrt{1 - \frac{l}{R}}}{\sqrt{\pi^2 - 4\left(\frac{R}{l}\right)^3}} + 0,7632 \frac{R^2}{l} - \frac{2}{4\pi^2 R} \right). \quad (11)$$

После подстановки (9) и (11) в (10) и некоторых преобразований получим

$$K_1 = \sigma_r \sqrt{2\pi l} \left(\frac{0,8}{\left(\frac{R}{l}\right)^3 - 1} + 0,7 \right). \quad (12)$$

Таким образом, выведена расчетная зависимость для определения параметра трещиностойкости бетона.

Для проверки достоверности значений K_{1c} , а также корреляций между K_{1c} и морозостойкостью были проведены экспериментальные исследования на образцах из бетона на портландцементе М500, кварцевом песке и гранитном щебне (фракции 5–20 мм).

Для приготовления образцов применялись бетонные смеси трех составов, отличавшихся прочностными характеристиками и подвижностью, которые отвечали требованиям монолитного строительства отдельных элементов мостовых конструкций. Из каждого состава были изготовлены кубы с ребром 10 см для определения K_{1c} по методике [3] и морозостойкости бетона по третьему методу [4] и бетонные блоки размером 30х30х50 см для определения K_{1c} по методу отрыва со скалыванием.

Результаты испытаний приведены в таблице.

Из весьма ограниченных по объему испытаний следует, что по результатам определения трещиностойкости бетона при испытаниях на отрыв со скалыванием представляется возможным оценивать структурные особенности испытываемого бетона, определяющие его морозостойкость.

Библиографический список

1. Гузев Е.А., Леонович С.Н., Пирадов К.А. Механика разрушения: вопросы теории и практики. — Брест, БПИ, 1999. — 217 с.
2. ГОСТ 22690-88. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. — М.: Изд-во Стандартов, 1998. — 25 с.
3. ГОСТ 29167-91. Бетоны. Определение характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. — М.: Изд-во Стандартов, 1992. — 18 с.
4. ГОСТ 10060.2-95. Бетоны. Методы определения морозостойкости. — М.: Изд-во Стандартов, 1997. — 21 с.

В.П. ТРАМБОВЕЦКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

О новых терминологических понятиях в строительстве из бетона

В последние годы в технической литературе индустриально развитых зарубежных стран появились и достаточно быстро закрепились новые терминологические понятия, которые отражают процессы, происходящие в области строительства и, в частности, в строительстве из бетона.

С появлением суперпластификаторов (СП) и высокодисперсных кремнеземсодержащих материалов — микрокремнезема (МК) в технологии бетона произошел значительный перелом. Оптимальное сочетание указанных добавок и, в некоторых случаях, небольших количеств других органических и минеральных компонентов позволило придать бетону гамму технологических и конструктивных свойств, характерных для материалов “высоких технологий” [1].

Такие бетоны на Западе получили название “**High Performance Concrete**”. Появившееся кое-где в отечественной литературе понятие “высококачественный бетон” не совсем верно отражает суть нового материала, который отличается не только своим качеством, но главным образом тем, что на каждом этапе жизни материала он наилучшим образом соответствует требованиям данного конкретного этапа. Так, например, при укладке бетона он проявляет свойства высокой удобоукладываемости, при выдерживании набирает высокую (до 80 МПа) и сверхвысокую (свыше 80 МПа) прочность, а в эксплуатации обладает высокой долговечностью.

В течение последних нескольких лет ведущие зарубежные компании самое серьезное внимание уделяют внедрению в практику так называемого “**Self-Compacting Concrete**”, или “самоуплотняющегося бетона”, преимущества кото-

рого для специалистов очевидны из самого названия материала.

Отказ от вибрирования, помимо экономии энергии, времени и трудозатрат, существенно повышает качество бетонных и железобетонных конструкций, их однородность, обеспечивает малую проницаемость и защиту арматуры от коррозии, повышает износостойкость и долговечность опалубки на стройплощадках и формооснастки на заводах сборного железобетона. Вносится определенный вклад в защиту здоровья людей и окружающей среды, возрастает социальная привлекательность труда людей, занятых на производстве бетонных работ.

Зачастую только самоуплотняющийся бетон ввиду его высокой текучести позволяет выполнять сверхтонкостенные уникальные конструкции с очень высоким содержанием арматуры в сечениях, надежно заполняя даже полости с обратной поверхностью. Такой бетон может стать прекрасным материалом для скульпторов и архитекторов.

Изюминкой технологии самоуплотняющегося бетона является новый класс разработанных в Японии высокоэффективных суперпластификаторов, которые в отличие от традиционных СП, основанных на электростатическом отталкивании частиц цемента, базируются на стерическом эффекте снижения трения компонентов цементной суспензии за счет использования полимеров с линейно-поперечными связями двух- или трехмерной формы [2]. Новые СП представляют собой диспергаторы на основе поликарбоновых кислот пролонгированного действия, которые адсорбируются на поверхности частиц вяжущего и создают стерический эффект.

Значительный научный задел

позволил японской промышленности сделать существенный скачок в быстром внедрении самоуплотняющегося бетона. Так, по данным Бюллетеня Британской цементной ассоциации [3], к 2003 г в Японии более 50% всего бетона будет выполнено из самоуплотняющихся композиций. Британские специалисты тщательно изучили японский опыт, и в настоящее время самоуплотняющийся бетон уже используется ведущими строительными фирмами Англии в промышленных масштабах. Так, например, крупнейший производитель товарного бетона RMC Readymix поставил самоуплотняющийся бетон марки C40 для бетонирования густоармированных колонн торгового центра Midsummer Place [4]. Предполагалось, что бетон достигнет прочности 40 МПа в возрасте 28 сут, однако фактическая прочность в суточном возрасте составила 12 МПа, в 7-суточном возрасте — 50 МПа и в 28-суточном — 70 МПа.

Выяснилось, что самоуплотняющийся бетон набирает прочность на 40% быстрее традиционного, а стоимость его в деле оказалась на 10% ниже стоимости традиционного бетона за счет исключения вибрации и снижения трудозатрат при одновременном повышении качества поверхности изделий.

Специалисты, следящие за новинками зарубежной техники, не могли не обратить внимания на новое понятие “**Sustainable Development**”. Под таким названием в мире проходят десятки международных конференций, издаются труды. В Канаде, например, в 1998 г. в рамках Министерства по природным ресурсам был создан Международный центр “**Sustainable Development of Cement and Concrete Industry**”, целью которого является исследование, разработка и пропаганда

природосохраняющих, энергоэффективных цементных материалов для устойчивого развития промышленности цемента и бетона.

В отечественной технической литературе по строительству термин **“Sustainable development”** пока еще мало известен и, естественно, пока не прижился. Его можно перевести как “устойчивое, стабильное, а лучше — жизнеподдерживающее развитие”, что в применении к строительству приобретает значение “строительства, поддерживающего благоприятную жизненную среду”.

Всемирная Комиссия по окружающей среде и развитию [5] дала фундаментальное определение термину **“Sustainable development”** как “Развитие, которое удовлетворяет потребности настоящего без компромиссов с возможностями будущих поколений удовлетворять их потребности”. Это понятие содержит в себе аспекты политического, социального, экономического и технического характера. Под “потребностями” понимается удовлетворение того минимального уровня, который не должен угрожать природной системе, поддерживающей жизнь на Земле. В глобальном аспекте **“Sustainable World**

Economy” это такая экономическая система, которую наша планета может сохранять бесконечно долго.

На пороге третьего тысячелетия, главным девизом которого станет “сохранение окружающей среды”, специалисты, ученые, общественные и государственные деятели все больше проникаются мыслью о необходимости установления критериев в области строительства, поощряющих возведение только тех объектов, которые в течение всего срока своей службы и даже после их сноса наносят минимальный ущерб окружающей среде, а в некоторых случаях даже ее улучшают.

В применении к строительству термин **“Sustainable Construction”** или “жизнеподдерживающее строительство” должен включать в себя весь производственный цикл, начиная от разработки сырьевых материалов, их переработки, транспортировки, возведения объекта, эксплуатации, сноса, переработки и повторного использования материалов. Каждый этап такого строительства должен отвечать требованиям “жизнеподдерживающего развития”.

Для исключения возможных разночтений и сохранения един-

ства понятий с международным инженерным сообществом предлагается ввести в пользование в отечественной литературе терминологические понятия:

high performance concrete — бетон высокой функциональности;
self-compacting concrete — самоуплотняющийся бетон;
sustainable development — жизнеподдерживающее развитие;
sustainable construction — жизнеподдерживающее строительство.

Библиографический список

1. Каприелов С.С., Батраков В.Г., Шейнфельд А.В. Модифицированные бетоны нового поколения: реальность и перспектива//Бетон и железобетон. — № 6. — 1999. — С. 6–10.
2. Cement Science and Concrete Technology., Japan Cement Association, N 52, 1998.
3. New report examines Japanese cement and concrete paving techniques. BCA Bulletin, N 26, 1999, p. 5.
4. Shopping around for a compact solution. Concrete Quarterly, winter 1999, p. 11.
5. World Commission on Environment and Development. Our Common Future. Oxford University Press, 1987.
6. Трамбовецкий В.П. Европейская жилая среда//Строительный эксперт. — № 22. — ноябрь 1998.

От Российского научно-технического общества строителей

Российское научно-техническое общество строителей, НИИЖБ, Российская академия архитектуры и строительных наук, Ассоциация “Железобетон” и другие организации наметили проведение в 2001 г. 1-й Всероссийской конференции по бетону и железобетону.

В бывшем СССР подобные конференции проводились регулярно на протяжении более 60 лет. Бетон и железобетон зачастую являются безальтернативными материалами для применения в самых разных областях строительства. Мировой объем применения бетона и железобетона превышает 2 миллиарда кубометров, а финансовый оборот отрасли — 300 млрд. долларов.

На предстоящей конференции намечено обсудить состояние и перспективы применения бетона и железобетона в российском и мировом строительстве.

В числе основных проблем к рассмотрению на конференции намечены следующие:

- бетон в структуре строительных материалов;
- железобетон для массовых и уникальных зданий и сооружений;
- бетон в архитектуре;
- долговечность и качество бетонов;
- стандарты серии ИСО 9000;
- автоматизация бетонных работ;
- оборудование и методы монолитного строительства;
- новые технологии для заводского производства;
- методы ускорения твердения бетона;
- новые виды арматуры, в том числе автоматизация и роботизация работ;
- теория и методы расчета железобетонных конструкций;
- экология бетона;
- ограждающие конструкции (в свете новых требований СНиП по теплотехнике);
- обследование, ремонт, реконструкция железобетонных зданий и сооружений;
- состояние и развитие нормирования и стандартизации;
- унификация с евростандартами и другие вопросы.

Председатель РНТО строителей **Б.А. Фурманов**
Тел. для справок: 7(095) 917-70-38, НТО

Огнестойкость и огнесохранность железобетонных конструкций

Милованов А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре. М.: Стройиздат. 1998. 298 с. Ил.

Пожары, как один из видов стихийных воздействий, наносят большой материальный ущерб народному хозяйству и часто приводят к гибели людей. Убытки от разрушения административных и промышленных зданий во время пожара составляют до 20% общих потерь. Статистика пожаров в нашей стране за последнее время выявляет тенденцию к увеличению их количества, поэтому проблема огнестойкости при пожаре и огнесохранности после пожара продолжает быть актуальной. От решения этой проблемы зависит безопасность эксплуатации зданий и сооружений, здоровье и жизнь людей.

Однако в настоящее время огнестойкость и особенно огнесохранность строительных конструкций недостаточно изучены.

Кроме того, интенсификация строительства ведет к внедрению в практику эффективных, но подчас не изученных в пожарном отношении строительных материалов. Это относится и к таким материалам, как легкие конструктивные керамзитобетон и керамзитоперлитобетон, армированные термически упрочненной арматурой, и др., поведение которых в условиях пожара изучено недостаточно.

Эти обстоятельства определяют актуальность новой книги. В ней дается обобщающая картина поведения железобетонных конструкций при пожаре и после него. Исследованы эффективные железобетонные конструкции, обеспечивающие повышенный уровень огнестойкости и огнесохранности, которые рекомендованы для широкого внедрения в гражданском и промышленном строительстве. Воз-

действие огня при пожаре выражено таким параметром, как предел огнестойкости по несущей способности. Он характеризуется единым критерием для разнообразных применяемых материалов и конструкций.

В книге описаны теплотехнический и статический расчеты огнестойкости, без которых окончательно установить поведение строительных конструкций при пожаре невозможно.

Интересны данные о влиянии высокой температуры на физико-механические свойства различных видов бетона и классов арматуры, на развитие прогибов и снижение прочности разных железобетонных конструкций. Много внимания уделено поведению изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов при высокотемпературном огневом воздействии. Описаны результаты исследований железобетонных плит из керамзитобетона, преднапряженных балок из тяжелого бетона с термически упрочненной арматурой классов Аt-V и Аt-VI и горячекатаной сталью классов А-IV и А-V.

Испытания проводили по стандартной методике, которая гарантирует наименьший предел огнестойкости железобетонной конструкции. Испытания очень трудоемки, дорогостоящие и требуют специальных мощных установок.

Для приближенного определения предела огнестойкости отдельной железобетонной конструкции весьма полезны приведенные в книге таблицы и рекомендации, полученные на основании анализа большого числа испытаний железобетонных элементов по стандартной методике.

Предел огнестойкости отдельной железобетонной конструкции характеризует ее работу при пожаре без учета совместной работы в

целом здании или сооружении. Совместная работа покрытий и перекрытий со стенами и колоннами, статическая схема здания, монолитность конструкции, стыки и армирование элементов с учетом заделки на опорах влияют на предел огнестойкости отдельных конструкций. Эти положения учтены в книге при описании совместной работы железобетонных элементов в многоэтажных зданиях рамной конструкции.

В книге особое внимание уделено огнестойкости железобетонных конструкций после пожара. Даны основные положения экспертной оценки состояния железобетонных конструкций после пожара. Указаны конкретные критерии оценки состояния железобетонных конструкций при техническом обследовании. Приведена методика поверочных расчетов железобетонных конструкций, поврежденных пожаром.

В зависимости от влажности окружающей среды при эксплуатации железобетонных конструкций бетон имеет различную влажность. При влажности бетона более 3% во время огневого воздействия возможно хрупкое разрушение бетона со стороны нагреваемой поверхности, поэтому в книге изложена методика расчета предела огнестойкости железобетонной конструкции по целостности.

Новая книга А.Ф.Милованова "Стойкость железобетонных конструкций при пожаре" полезна для специалистов, занимающихся проектированием и строительством зданий и сооружений из железобетона.

Книгу можно приобрести в НИИЖБе: 109428, Москва, 2-я Институтская, 6, тел. 174-7665, 174-7897, 174-7892.

К.В.Михайлов, д-р техн. наук, проф.

Виталий Михайлович Бондаренко — известный ученый в области теории железобетона, академик Российской академии архитектуры и строительных наук и Российской инженерной академии, почетный строитель России, заслуженный деятель науки и техники, лауреат премии Правительства Российской Федерации, доктор технических наук, профессор. В настоящее время он заведует кафедрой железобетонных и каменных конструкций Московского института коммунального хозяйства и строительства.

С 1942 г. В.М.Бондаренко — в рядах Советской Армии, воевал на фронтах Великой Отечественной войны. Сапер, истребитель танков (ПТР), танкист, он участвовал в Воронежском прорыве немецко-итальянских войск, в освобождении Украины, во взятии Берлина и в операции по спасению Праги. Четыре раза был ранен, награжден боевыми орденами и медалями.

После демобилизации из армии он окончил строительный техникум и строительный институт, прошел путь от мастера на строительстве и главного инженера домостроительного комбината до директора Всесоюзного НИИ и вице-президента Российской академии архитектуры и строительных наук, участвовал в послевоенном восстановлении заводов Запорожстали и Красная Звезда, в строительстве обогатительных фабрик, шахт и городов Донбасса, специальных инженерных сооружений Харькова и в проектировании экспериментальных и типовых сельскохозяйственных комплексов, внедряемых в Подмосковье, ряде областей России, в некоторых странах СЭВ и СНГ.

Виталий Михайлович участвовал в научном сопровождении таких объектов Москвы, как подземный комплекс на Манежной площади, покрытие большой спортивной арены стадиона в Лужниках, здание храма Христа Спасителя, Лефортовский тоннель третьего городского транспортного кольца. Он успешно пред-

ставлял советские и российские интересы в международных проектах и встречах в разных странах (Англия, Франция, Италия, Швеция, Германия и др.).

Более 40 лет юбиляр трудится в высшей школе, является автором учебников и учебных пособий, более 10 монографий по проблемам нелинейной теории железобетона и конструктивным формам, выступает разработчиком нормативных документов

В теории железобетона им создана самостоятельная научная школа, в частности ему принадлежит не имеющая аналогов теория интегральных оценок силового сопротивления железобетона с учетом наследственности, режимности нагружения и предистории существования объектов. Он автор теории управления гистерезисным поглощением энергии железобетонными конструкциями при длительном динамическом их нагружении. Ученым разработана теория конструктивной безопасности железобетонных сооружений, получивших эксплуатационный износ и коррозионные повреждения.

За комплекс работ по теории железобетона ему присуждена премия Правительства Российской Федерации за 1997 г.

В.М.Бондаренко опубликовал около 250 научных трудов, под его руководством и при его непосредственном участии подготовлено 60 кандидатов и 15 докторов технических наук.

Он является действительным членом ряда Международных академий, Британского института гражданских инженеров, иностранным членом Академии строительства Украины, почетным профессором Харьковского государственного технического университета строительства и архитектуры, членом редакционной коллегии нашего журнала.

Редколлегия и редакция журнала "Бетон и железобетон" поздравляют В.М.Бондаренко — инженера, ученого, педагога — с 75-летием, желают ему крепкого здоровья и дальнейших творческих успехов.

К 100-летию со дня рождения А.В.Волженского

Исполнилось 100 лет со дня рождения бывшего заведующего кафедрой технологии вяжущих веществ и бетонов МИСИ (сейчас МГСУ), лауреата Ленинской премии, заслуженного деятеля науки и техники РСФСР, действительного члена академии строительства и архитектуры СССР, доктора технических наук, профессора **Александра Васильевича Волженского**.

А.В.Волженский родился в 1899 г. Трудовую деятельность после окончания Томского технологического института начал в 1925 г. на заводах строительных материалов сначала в Томске, а с 1932 г. — в Москве. Начиная с 1926 г. он проводил фундаментальные исследования, позволившие установить основные положения теории твердения силикатных материалов при обработке их паром в автоклавах. С 1930 г. им выполнялись глубокие исследования в области гипсовых вяжущих и изделий на их основе. Эти исследования наиболее полно были востребованы в годы Великой Отечественной войны, а также в послевоенное время, когда остро ощущался недостаток в строительных материалах. В 1935 г. он перешел на исследовательскую работу в Академию коммунального хозяйства, а в годы войны целенаправленно работал в Гипрaviaпроме.

В 1946 г. Александр Васильевич защитил докторскую диссертацию, а с 1949 г., будучи профессором, возглавил кафедру технологии вяжущих веществ и бетонов в МИСИ, где началась его большая творческая деятельность как ученого и педагога.

Примерно с 40-х годов под руководством А.В.Волженского на кафедре были начаты исследования, направленные на повышение

водостойкости и уменьшение деформаций ползучести гипсовых вяжущих. Результатом этих работ явилось создание в 50-е годы водостойких гипсовых вяжущих, названных впоследствии гипсоцементнопуццолановыми. Исследования в этом направлении и особенно по использованию промышленных отходов — фосфогипса и серогипса — продолжают его учениками и поныне.



Большой вклад А.В.Волженский внес в создание и разработку технологий малоклинкерных и бесклинкерных вяжущих, в частности быстротвердеющих, использование которых в бетонах позволяет или полностью исключить термовлажностную обработку изделий или значительно сократить ее.

Начиная с 60-х годов были выполнены исключительно важные работы кафедры по замене тяжелых бетонов песчаными, прежде всего с использованием мелких песков. Эти разработки бесспорно способ-

ствовали решению проблемы применения в бетонах мелких местных песков.

Необходимо отметить исследования по самопроизвольным и упруго-пластическим деформациям бетонов на различных вяжущих, которые и поныне выполняются учениками Александра Васильевича. Эти исследования создают предпосылки к построению теории, устанавливающей глубокую связь между структурой цементного камня и свойствами бетона.

А.В.Волженским опубликовано более 400 работ, среди которых 15 монографий и учебник по курсу "Минеральные вяжущие вещества". Этот учебник и по сей день используется и в учебном процессе, и как настольная книга технологов предприятий стройиндустрии.

Александра Васильевича отличала глубокая компетентность, научный и творческий подход к решению различных проблем во всей его многогранной научной, педагогической и общественной деятельности.

Много сил и энергии ученый отдавал воспитанию молодежи. За время 40-летней педагогической работы им подготовлены тысячи инженеров-строителей-технологов, более 80 кандидатов и докторов технических наук.

Многие из его учеников, которым посчастливилось общаться с Александром Васильевичем, на всю жизнь запомнили годы напряженного совместного труда — время большой человеческой радости познания. Эти годы стали незабываемыми для всех его учеников и сотрудников.

Такие ученые и педагоги, как Александр Васильевич Волженский, составляют золотой фонд и гордость российской науки.

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Б.И.Кормилицин, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов, И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин, А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербakov

Технический редактор Н.Е.ЦВЕТКОВА

Подписано в печать 24.03.2000. Формат 60x88^{1/8}. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1. Усл.печ.л. 4,0. Уч.-изд.л. 5,2. Заказ № 548

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (экспедиция): 103031, Москва, ул.Рождественка, д.11, корп.2
Т е л. 292-6205

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9
109033, Москва, Волочаевская ул., д. 40



НАУЧНО-ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ "КАРАТ"

предлагает новые модификации приборов на ультрасовременной элементной базе, сертифицированные Госстандартом России



- ♦ Высокая точность измерений
- ♦ Универсальность
- ♦ Графический дисплей с подсветкой
- ♦ Память результатов и условий измерений
- ♦ Инфракрасный интерфейс
- ♦ Программы связи с компьютером
- ♦ Легкие и удобные датчики
- ♦ Малогабаритный корпус
- ♦ Спецконструктивы термодатчиков
- ♦ Аккумуляторное питание
- ♦ Гарантия до 1,5 лет
- ♦ Сервисное обслуживание

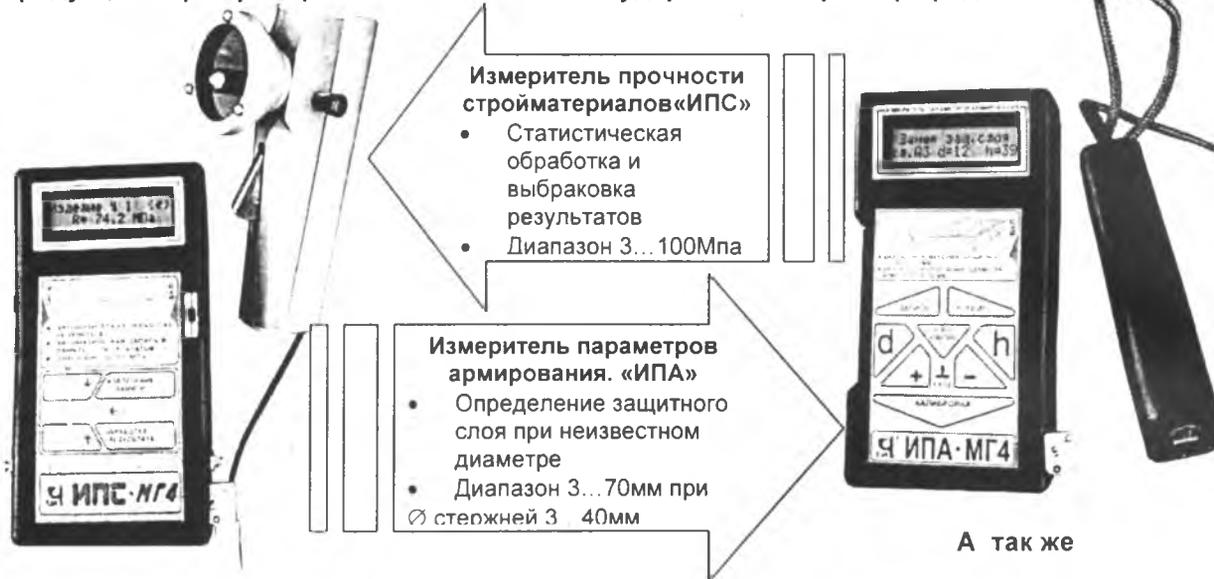
454080, Челябинск - 80, а/я 9544
тел/факс: (3512) 655-638, 608-742
E-mail: carat@chel.surnet.ru
<http://www.carat-ndt.ru>

- ОНИКС - 2.3** измеритель **прочности** бетона, кирпича, раствора и других материалов: диапазон 0,5...100 МПа
- ОНИКС - 3** **плотномер** дорожный: диапазон 1...3 т/м³ при 0...60 °С
- ПОИСК - 2.3** измеритель **защитного слоя** бетона: диапазон 0...170 мм для диаметров 3...50 мм; измерение неизвестного диаметра; тональный поиск
- ВИМС - 1** **влагомер** универсальный для бетона, кирпича, песка, древесины и др.; диапазон 0...100% по влажной и сухой базам, три вида датчиков
- ИНК - 1** измеритель **напряжений** в арматуре ж/б изделий, диапазон 20...2000 МПа
- ИНК - 2К** измеритель **напряжений** и параметров виброколебаний: магнитные датчики
- ВИСТ - 2** **виброметр** строительный: диапазоны 0,1-3 мм; 0-1м/с, 5-200 Гц
- ВДЛ - 5М** **дефектоскоп** вихретоковый для поиска микротрещин в металлах
- ТЕРЕМ - 2** **многоканальный регистратор** температуры и влажности. Диапазон -50,0 °С...+200,0 °С; 0...95%
- РТМ - 5** **регулятор многоканальный** для термообработки бетона в пропарочных камерах и термоформах
- РТ - 1** **терморегистратор** мобильный; диапазоны -20...+100 °С; 0...100 час
- РТВ - 1** **регистратор влажности** и температуры мобильный: диапазоны 0...95%, 0...85 °С, 0...100 час
- ТЕМП - 3В** **измеритель влажности** и температуры с памятью результатов
- ТЕМП - 1** **термометр** малоинерционный для различных сред: диапазон -50...+200 °С
- ТЕМП - 2П** **поверхностный термометр**: диапазоны 50...500 °С; -50,0...+200,0 °С
- ТЕМП - 2А** **контроль** нагрева арматуры: диапазон 100...1200 °С
- КИСС - 02** **калибратор-измеритель** стандартных сигналов: класс точности 0,05



Разрабатывает и производит приборы неразрушающего контроля качества отмеченные дипломами строительных выставок в Германии и городах России: Москва, Екатеринбург, Новосибирск, отличающиеся высокой точностью и производительностью контроля, возможностью хранения результатов измерений в памяти.

Продукция сертифицирована и занесена в Государственный реестр средств измерений.



А так же

Влагомер-МГ4 -- измеритель влажности древесины по ГОСТ 16588 и широкой номенклатуры строительных материалов, в том числе в изделиях, конструкциях и сооружениях по ГОСТ 21718.

ЗИН-МГ4 – измеритель напряжений в арматуре ж/б изделий частотным методом по ГОСТ 22362. Обеспечивается автоматический расчет значений корректировки расстояния между временными анкерами и заданного удлинения арматуры. Диапазон напряжений 15- -1500МПа в стержневой, проволочной и канатной арматуре диаметром 3-32мм, длиной 3-18м.

ИТП-МГ4 – измеритель теплопроводности строительных материалов методами стационарного теплового потока по ГОСТ7076 и теплового зонда. Диапазон 0,03-0,8 Вт/(м°С).

Вибротест-МГ4 – измеритель амплитуды и частоты колебаний виброплощадок. Диапазон частоты 10-100Гц, амплитуды 0,2 – 2,5мм.

ИПЦ-МГ4 – измеритель активности цемента. Диапазон 10-60Мпа.

Терм-1 – термометр цифровой зондовый для измерения температуры жидкостей, газов, бетонных и асфальтобетонных смесей. Температурный диапазон от -50 до +200°С. Длина зонда 400мм, диаметр 4...6мм.

Принимаем заказы на поставку любого электронного оборудования для лабораторий !

Приборы укомплектованы аккумуляторами и зарядным устройством. **Гарантия 18 мес.** Гарантируется сервисное обслуживание, ремонт и метрологическая аттестация приборов в течение всего срока эксплуатации.

СКБ Стройприбор

454126, г.Челябинск, а/я 1147 т/факс (3512) 65-64-19

stroypribor@chel.surmet.ru

<http://www.stroypribor.chelyabinsk.ru>

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru