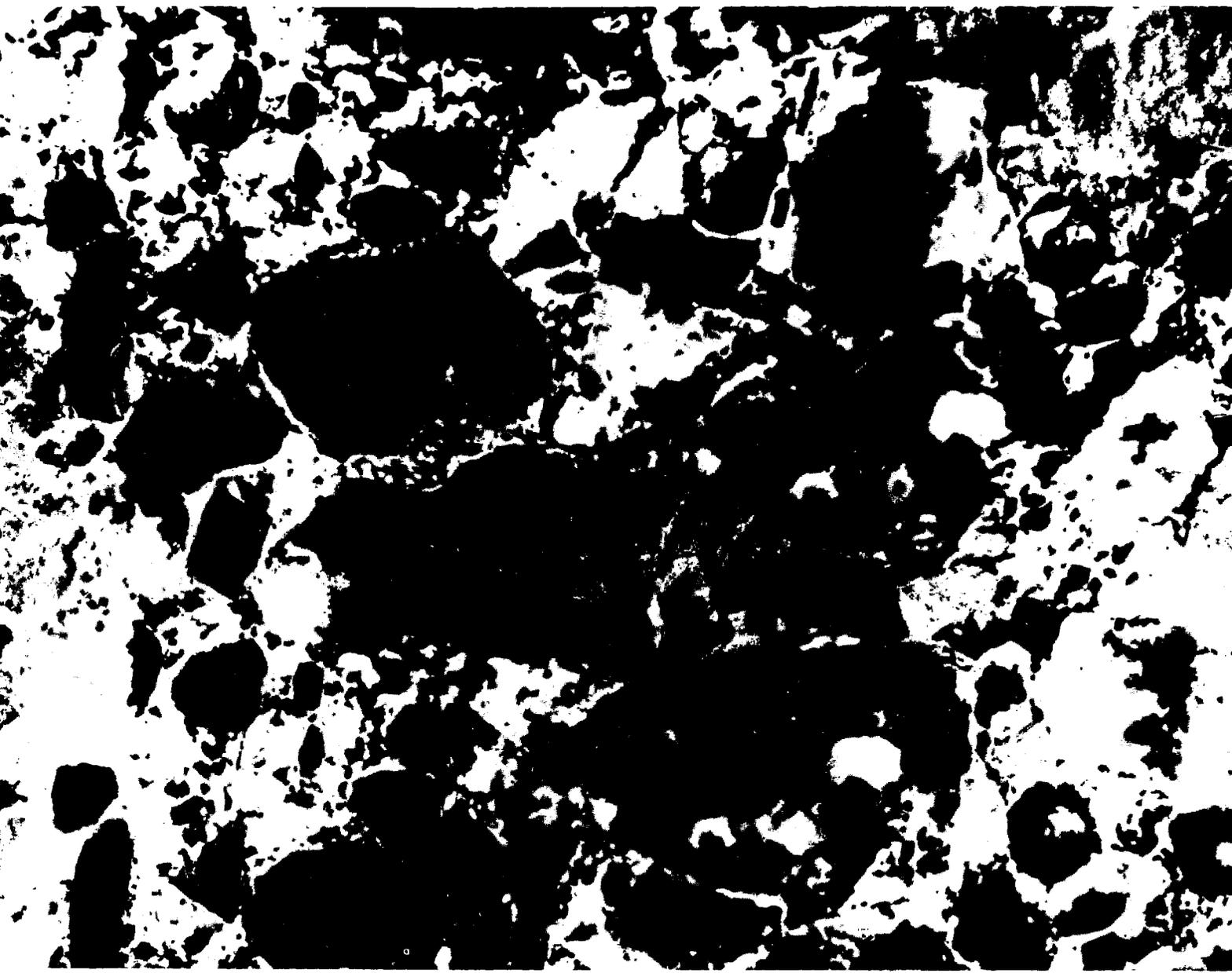


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4

1997



1997, № 4

Реконструкция городов и современный путь их развития

"Проблемы реконструкции городов России" — с такой повесткой дня в Москве в феврале этого года прошло общее собрание Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН). С докладами выступили президент Академии академик А.Г. Рочегов, первый вице-президент академик С.Н. Булгаков, секционные заседания по архитектуре, градостроительству и строительным наукам вели академики А.В. Иконников, Л.В. Вавакин, В.М. Бондаренко.

Выступившие на собрании представители администраций регионов страны, члены академии и иностранные гости отметили, что сегодня появились элементы хаотичности в планировке и застройке городов, строительство стало неуправляемо вторгаться в природные комплексы и охранные зоны. В сложном положении оказалось жилищное строительство и состояние жилых районов массовой индустриальной застройки панельными домами первых поколений. Остается острой проблемой экология городов. Каждый десятый город России имеет недопустимый уровень загрязнения воздуха, земли и воды. К ним добавляются шумы, вибрация, инфразвуковые колебания, электромагнитные и ионизирующие излучения и др.

Российская академия архитектуры и строительных наук принимает активное участие в решении проблем реконструкции и развития городов. В числе выполненных и завершаемых научных исследований — концепция градостроительной доктрины России, участие в создании градостроительных норм и правил, работа по модернизации жилых районов крупнопанельного домостроения первых поколений, ширококорпусные здания и др.

Решаются проблемы экологии городов, в том числе чистой воды, экологически чистых стройматериалов и ряд вопросов инженерного обеспечения. Рассматриваются новые подходы в отношении образно-художественных и национальных аспектов архитектуры, возрождения исторических районов городов. Однако необходимы мероприятия, повышающие эффективность деятельности Академии в этих направлениях, чем, в частности, может служить представленная на рассмотрение общего собрания концепция развития и деятельности Академии до 2001 года и прогнозы на перспективу как среднесрочная программа работы.

На собрании был отмечен существенный вклад членов Отделения строительных наук в строительную практику. За отчетный период члены Отделения принимали участие в научном сопровождении, экспертизах проектных и строительных работ практически по всем важнейшим и уникальным объектам, возводимым в России. Особенно стоит отметить активное участие членов Академии в научном сопровождении проектных разработок и строительства практически всех крупных объектов в Москве.

Значительных достижений добились члены Отделения и при выполнении инициативных работ. Академиком РАН и РААСН В.В. Болотиним разработана новая физико-математическая модель процесса усталостного разрушения различных, в том числе композитных, материалов. Академиком В.М. Бондаренко развиты методы усиления железобетонных конструкций с учетом влияния различных факторов, что весьма актуально в связи с проблемами реконструкции или борьбы с последствиями стихийных воздействий. Академиком В.В. Петровым предложены методы оценки несущей способности и долговечности конструкций в экстремальных условиях эксплуатации с учетом воздействия агрессивных сред. Развитию методов расчета железобетонных элементов при сложных схемах и режимах нагружения посвящены работы академика В.И. Соломина и чл.-корр. Ю.В. Чиненкова. Предложена и исследована уникальная конструкция крупногабаритного оптического телескопа с главным диаметром 10 м; разработаны новые алгоритмы в области динамики стержневых систем с учетом сил демпфирования; предложены некоторые новые постановки в области вероятностной теории прочности анизотропных тел и строительных материалов. Проведены исследования звуковых полей в закрытых объемах в натуральных условиях и методами моделирования на храме Христа Спасителя, комплексе второй сцены Большого театра России, Академического театра оперы и балета в Новосибирске.

Академиком С.Н. Булгаковым разработаны концепция и проектные предложения вторичной за-

(Окончание см. на 3-й стр. обложки)

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4 (487)

Август 1997

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:

НИИЖБ, ВНИИжелезобетон, АК "Полимодр"

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

- Чиненков Ю.В., Король Е.А.* Трехслойные панели ленточной
разрезки с утеплителем из полистиролбетона 2
- Паньшин Л.Л.* Сборно-монолитная домостроительная система 6

Заводское производство

- Граник В.Г., Магдеев У.Х., Ларин А.Н., Требисов И.Д., Билык А.М.*
Изготовление преднапряженных плит перекрытий размером на комнату
методом вертикального формования 9

Строительное производство

- Копылов В.Д.* Дифференцированные режимы прогрева бетона 12
- Залесов А.С., Чистяков Е.А., Шарипов Р.Ш., Мальшиев А.Ю.,
Базаров В.К.* Эффективные монолитные стены в малоэтажном
строительстве 15

Экономия ресурсов

- Краковский М.Б.* Экономия металла при раскрое стержней
на заводах ЖБИ и стройках 16
- Кокоев М.Н.* Энергообеспечение домола клинкера
на заводах ЖБИ 18

В помощь заводским лабораториям

- Зубков В.А.* Совершенствование ультразвукового метода определения
прочности бетона 21

Вопросы реконструкции и восстановления

- Белов С.А.* Опыт эксплуатации перекрестно-ребристой железобетонной
конструкции покрытия театра 24

Теория

- Бабич Е.М., Крусь Ю.А.* Использование энергетических соотношений
при определении малоциклового усталости бетона 26
- Почтман Ю.М., Ланда М.Ш.* Оптимизационные модели и алгоритмы
расчета прочности железобетонных элементов 29



Москва

Издательство
литературы
по строительству

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080

© Стройиздат, журнал "Бетон и железобетон", 1997

Ю.В. ЧИНЕНКОВ, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф., Е.А. КОРОЛЬ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Трехслойные панели ленточной разрезки с утеплителем из полистиролбетона

Панели ленточной разрезки широко применяются в стенах общественных, административных, бытовых, сельскохозяйственных и промышленных зданий. Используются они и в жилых зданиях. Преимущественно такие панели выполняются однослойными из легкого бетона. В связи с увеличением требований к сопротивлению теплопередаче ограждающих конструкций (Изменение № 3 к СНиП II-3-79 "Строительная теплотехника", введенные с 1 июля 1996 г.) толщина стен из легкого бетона на первом этапе должна быть увеличена в среднем в 1,7 раза. Для этого потребуются внести изменения в проекты зданий и опалубочные формы.

Решение вопроса возможно и переходом к трехслойным панелям с эффективным утеплителем и гибкими связями. Однако в ряде случаев здесь так же, как и при переходе к утолщенным однослойным панелям, потребуются внести изменения в проекты зданий и опалубочные формы. Кроме того, рассматриваемые конструкции имеют ряд существенных недостатков. Среди них можно отметить трудности обеспечения требований проекта в производстве, большой объем ручного труда, недолговечность гибких связей из-за коррозии арматуры и утеплителя из-за старения, пожароопасность.

Учитывая вышесказанное, в лаборатории легких бетонов и конструкций НИИЖБа разработаны трехслойные панели ленточной разрезки из легкого или тяжелого бетона в наружных слоях и с внутренним утепляющим слоем из полистиролбетона низкой средней плотности. Отличительная особенность таких конструкций — совместная, мо-

литная работа всех слоев (работа полным сечением). Здесь преодолены недостатки трехслойных конструкций с эффективным утеплителем и гибкими связями: нет гибких связей; полистиролбетон негорюч; долговечность полистирольных гранул не имеет практического значения, так как они по существу выполняют структурообразующую роль на стадии формования; технология изготовления конструкций традиционная.

Для проверки технологии изготовления панелей и изучения их работы при изгибе и сжатии, а также закладных деталей и петель для подъема были запроектированы опытные конструкции. В качестве аналога приняты однослойные панели промзданий длиной 6 и высотой 1,2 м, предназначенные под расчетную ветровую нагрузку 250 кгс/м². Толщина панелей принята небольшой (25 см) с тем, чтобы проверить работу среднего слоя из полистиролбетона при больших сдвигающих напряжениях. В законченном здании прикрепленные к колоннам панели работают на косоу изгиб от вертикальной нагрузки от собственного веса и веса заполнения оконных проемов, а также от горизонтальной ветровой нагрузки. Панели промзданий проектируют обычно как самонесущие (при этом на колонны передают лишь горизонтальную нагрузку). Вертикальную нагрузку воспринимают сами панели, передавая ее на фундаменты. В местах оконных проемов для передачи вертикальной нагрузки против колонн устанавливают простенки длиной 1,2...3 м. Закладные детали панелей рассчитывают на отрицательное давление ветра. Аналогично проектируют и па-

нели сельскохозяйственных зданий. В ряде случаев в каркасных зданиях панели устанавливают на металлические консоли, прикрепляемые к колоннам (навесные стены). В общественных, административных и бытовых зданиях с каркасом панели обычно прикрепляют с помощью закладных деталей к перекрытиям.

Трехслойные панели, как и применяемые однослойные, армируются сварным пространственным каркасом. Продольная арматура выполняется из стали класса А-III, поперечная — из проволоки класса Вр-1 (см. рисунок). Продольная арматура опытных конструкций диаметром 12 мм расположена в наружных слоях из тяжелого бетона марки М200 (В15). В зависимости от теплотехнических требований и местных условий здесь может быть использован и легкий бетон. Полистиролбетон среднего слоя принят по прочности на сжатие марки М10 (В0,75) при марке по средней плотности Д400.

В опытных трехслойных панелях сохранена и конструкция закладных деталей однослойных панелей. Они запроектированы из уголков с приваренными к ним анкерами из арматуры класса А-III диаметром 10 мм с пластинами по концам. Петли для подъема панелей запроектированы из стали класса А-I наибольшего из возможных диаметра (20 мм).

Задачи испытаний определялись как требованиями действующих нормативных документов — необходимостью до применения в строительстве новых конструкций их экспериментальной проверки, так и получением данных, необходимых для проектирования новых, от-

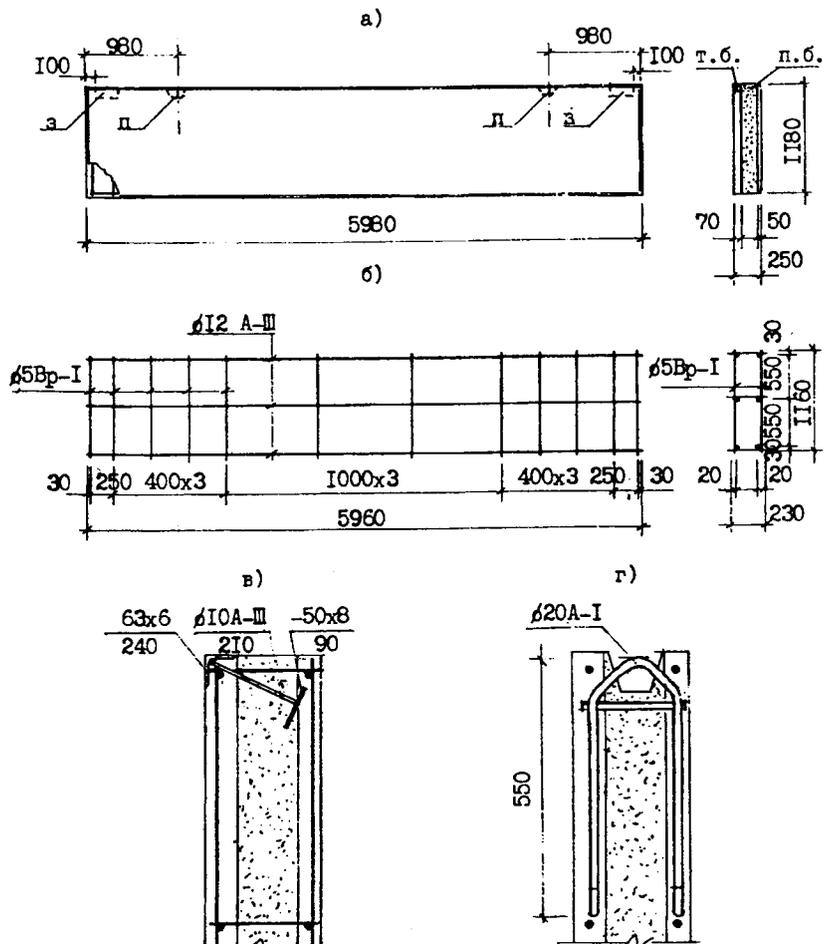
личных от испытанных, конструкций, в которых используется предлагаемое решение.

Изготовлены и испытаны две панели. Их бетонировали в металлической заводской опалубке фасадным слоем вниз, когда наружный несущий слой и закладные детали для крепления к колоннам располагаются при бетонировании сверху (на слое полистиролбетона). Бетон укладывали послойно с вибрированием каждого слоя. Ко времени испытания первой панели прочность бетона наружных слоев составляла 296, полистиролбетона — 9,9 кгс/см², второй соответственно 211 и 6,4 кгс/см². Варьирование прочности бетона слоев было предусмотрено методикой испытаний.

На косой изгиб до разрушения испытана лишь первая панель. Учитывая положительные результаты ее испытания (существенно более высокие, по сравнению с контрольными, нагрузки при разрушении, отсутствие трещин при эксплуатационных нагрузках, а также малые прогибы), вторую панель было решено не испытывать на косой изгиб до разрушения, а испытать лишь до появления первых трещин, чтобы использовать ее для проверки анкеровки монтажных петель при отсутствии трещин в местах их установки.

На косой изгиб панели испытывали на стенде, обеспечивающим независимую передачу вертикальной и горизонтальной нагрузок. Нагрузку на панели передавали в виде сосредоточенных сил в четырех сечениях по длине. Все опоры (три для передачи вертикальной и четыре для передачи горизонтальной нагрузки) выполняли шаровыми подвижными. Нагружали панели, увеличивая нагрузку этапами. При испытании панелей измеряли их перемещения, деформации в середине пролета и взаимные смещения слоев по торцам.

До образования трещин перемещения и продольные деформации панелей возрастали практически пропорционально нагрузке. Горизонтальные перемещения первой панели при нормативной нагрузке составляли 1/3625 пролета (0,16 см), что



Конструкция опытной панели

а — общий вид; б — арматурный каркас; в — закладная деталь; г — петля для монтажа
т.б. — тяжелый бетон; п.б. — полистиролбетон; з — закладная деталь; п — петля для монтажа

существенно ниже допускаемой СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции" величины в 1/200 пролета (2,9 см).

При нормативной нагрузке трещин в панелях не было, они образовались в первой панели при нагрузке больше расчетной на 13,3%, а во второй — меньше расчетной на 13%.

Продольная арматура первой панели достигла предела текучести при превышении расчетной нагрузки на 79%, что существенно больше требуемого нормами (на 25%). О достижении арматурой текучести свидетельствуют не только значительные приращения прогибов и деформаций бетона и арматуры панели, но и раскрытие трещин (более 0,6 мм). После этого нагру-

жение было продолжено — нагрузка доведена до величины, превышающей расчетную на 144,7%. При этом трещины в середине пролета панели раскрылись до 2 мм, и испытание во избежание обрушения конструкции от разрыва арматуры было остановлено. Полученные расчетом горизонтальные перемещения панели при нормативной нагрузке равны 0,142 см, что близко к замеренной величине (отличие 10%).

По образованию трещин панели рассчитаны на косой изгиб по разработанным нами предложениям. При этом использованы основные предпосылки СНиП 2.03.01-84, принятые при расчете по образованию трещин при плоском изгибе, с учетом различия прочностных и дефор-

Панель	Примененная прочность бетона, МПа	Номер концевой участка	Прочность раствора, МПа	Толщина шва, мм	Нагрузка при разрушении N^0 , кН	Напряжения в шве при разрушении, МПа	Теоретическое значение разрушающей нагрузки N^T , кН	$N^T/N^0 \times 100$, %
П-1	21,2	1	6,78	17	813,8	22,6	495,8	60,9
		2	6,32	20	718,1	19,9	450,0	62,7
П-2	15,3	1	8,67	17	622,3	17,3	392,0	63,0
		2	8,67	16	766,0	21,3	395,5	51,6

мативных свойств бетонов наружных и внутреннего слоев. Поскольку угол наклона нейтральной оси перед образованием трещин, как показали замеры деформаций панели, практически не отличался от угла наклона, полученного из упругого расчета, он и был использован для расчета по образованию трещин. По расчету, нагрузка при образовании трещин оказалась на 49% больше полученной при испытании. Основной причиной отмеченного различия является наличие в сечениях, где образовались трещины, поперечной арматуры, уменьшающей площадь бетона наружного слоя и создающей начальные напряжения растяжения в бетоне при его усадке, а возможно, и микротрещин. Подтверждением сказанному служит более позднее образование трещин в сечениях без поперечной арматуры. Так, трещина в середине пролета панели между двумя ранее образовавшимися в сечениях с поперечной арматурой появилась при существенно большей нагрузке, отличающейся от полученной расчетом лишь на 2%.

Вплоть до разрушения косые трещины в приопорных зонах панели в среднем слое из полистиролбетона не образовывались. Это подтверждается и расчетом — по расчету они должны были образоваться при нагрузке, превышающей таковую на последнем этапе загрузки на 6,4%. Панель работала монолитно всем сечением до конца испытания, взаимных смещений слоев не зафиксировано.

По прочности панель рассчитана на косоу изгиб по формулам СНиП 2.03.01-84 для однослойных конструкций, поскольку при принятии при испытании соотношения горизонтальных и вертикальных нагрузок (1:1,7) сжатая зона бетона располагается в пределах наружного слоя. Найденные расчетом величины горизонтального и вертикального изгибающих моментов при достижении арматурой текучести практически равны соответствующим величинам моментов на этапе, когда была зафиксирована текучесть арматуры.

Прочность концевых участков опытных панелей проверяли

загрузением наружного слоя толщиной 70 мм, на который передается собственный вес стен. Длина участка загрузки принята равной половине ширины простенка в стенах из панелей ленточной разрезки (60 см), толщина шва была такой же, как и в применяемых однослойных панелях (2 см).

Панели испытывали в рабочем положении в раме, закрепленной в силовом полу. Их опирали на бетонную подливку длиной, как и шов, 60 см. Нагрузку создавали двумя 50-тонными домкратами через бетонную призму длиной 60 см и растворный шов. Для равномерной передачи нагрузки на призму укладывали на раствор стальную плиту толщиной 40 мм.

Концы первой панели загружали по площадке 60х6 см на расстоянии 1 см от наружной грани, чем учитывалась возможность неплотного заполнения шва снаружи. Один из концов второй панели также загружали по площадке 60х6 см, но по краю панели, чем учитывалась возможность взаимного смещения стыкуемых панелей на 1 см. Второй конец второй панели был поврежден, поэтому нагрузку прикладывали в удалении от него. Прочность раствора шва проверяли испытанием контрольных кубов. При испытании измеряли деформации панели в направлении действующего усилия. Нагрузку увеличивали этапами по 4,88 т.

Концевые участки первой панели разрушились, как и ожидалось, по наружному загруженному слою на участках, примы-

кающих к стыку. Разрушение сопровождалось откалыванием наружной загруженной части бетона по всей длине стыка и с торца панели и образованием трещины, разделяющей наружный и внутренний слой. Во второй панели разрушение сопровождалось откалыванием бетона наружного слоя в месте приложения нагрузки.

Результаты испытаний концевых участков панелей на сжатие и расчетов в соответствии с рекомендациями "Пособия по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85)" приведены в табл. 1.

Концевые участки первой панели разрушились при нагрузках 82960 и 73200 кгс, при этом напряжения на загруженной площадке составляли соответственно 230,4 и 203 кгс/см², что не сильно отличается от принятой прочности бетона (на +6,7 и —6%). Концевой участок второй панели разрушился при нагрузке 63 440 кгс, при этом напряжения равны 176,2 кгс/см², что на 13% выше принятой прочности бетона. При приложении нагрузки в удалении от конца второй панели нагрузка при разрушении увеличилась. Очевидно, здесь сказались влияние незагруженных участков.

Теоретические разрушающие нагрузки, полученные расчетом с учетом реальных прочностей бетона, раствора и толщины шва, оказались ниже полученных при испытании: для первой панели на 39,1 и 37,3%, для второй на 37 и 48,4%. Расчет, как видим,

обеспечивает повышенный запас и может быть рекомендован для использования при проектировании.

Испытаны на отрыв от воздействия горизонтальной ветровой нагрузки четыре закладные детали двух панелей. Для передачи нагрузки к уголку закладной детали приваривали петлю. Нагрузку создавали 5-тонным домкратом, увеличивая ее этапами по 230 кгс. При испытании измеряли смещения закладных деталей относительно бетона и деформации бетона в направлении усилия по обе стороны закладной детали. Результаты испытаний закладных деталей приведены в табл. 2.

Закладные детали первой панели из более прочного бетона разрушились из-за отрыва по сварке уголка от анкеров при нагрузках 3750 и 4856 кгс, второй панели — по бетону из-за разрыва полистиролбетона с нарушением анкеровки пластин в 5-сантиметровом наружном слое (отрыв бетона) при нагрузках 3006 и 3470 кгс.

Полученные результаты свидетельствуют о положительном влиянии на работу закладных деталей (их анкеровки) прочности бетона наружных слоев и среднего утепляющего слоя. Полистиролбетон первой панели ($9,9 \text{ кгс/см}^2$) работал практически упруго до разрушения, второй ($6,4 \text{ кгс/см}^2$) — лишь до определенных нагрузок, а перед разрушением интенсивность роста деформаций существенно увеличилась. Деформации полистиролбетона панелей на участке линейной работы отличались более чем в два раза. Прочность бетона наружных слоев заметно не сказалась на смещении закладных деталей относительно бетона.

Нагрузки при разрушении закладных деталей превышали нормативную в 2,67...4,32 раза, при этом меньшие значения относятся к панели с прочностью наружных слоев, близкой к проектной, но с меньшей по отношению к проектной прочностью полистиролбетона. Как следует из результатов испытаний первой панели, при проектной прочности полистиролбетона разру-

Панель	Прочность бетона наружных слоев, МПа	Прочность полистиролбетона внутреннего слоя, МПа	Номер закладной детали	Нормативная нагрузка N^0 , кН	Нагрузка при разрушении N^0 , кН	$K = N^0 / N^H$	Причина разрушения
П-1	29,0	0,97	1	110,4	367,9	3,33	Отрыв по сварке уголка
			2	110,4	476,4	4,32	
П-2	20,7	0,63	1	110,4	294,9	2,67	Разрыв полистиролбетона
			2	110,4	340,4	3,08	

шение от его разрыва не произойдет.

При принимаемом в расчетах на ветровую нагрузку коэффициенте надежности 1,4 наименьшее из полученных значений коэффициента "С", характеризующего превышение разрушающей нагрузки над расчетной, составляет 1,9. В панелях высотой 1,8 м и наибольшей для промзданий ветровой нормативной нагрузке 200 кгс/м^2 усилие на закладную деталь увеличится с 1125 до 1350 кгс. При этом надежность их по прочности снизится — наименьшее значение коэффициента "С" для полученных при испытаниях результатов составит 1,6.

Поскольку в сборных конструкциях особое внимание должно быть обращено на прочность и долговечность соединений (СНиП 2.03.01-84, п. 1.6), сочтено необходимым внести изменение в конструкцию закладной детали, используемой в однослойных панелях, в целях улучшения ее анкеровки в 5-сантиметровом наружном слое. Для этого пластины заменили поперечными стержнями (по оси слоя). Для угловых панелей высотой 1,2 м под нормативную нагрузку 250 кгс/м^2 и высотой 1,8 м под нормативную нагрузку 200 кгс/м^2 , кроме того, признано целесообразным улучшить связь наружных слоев между собой за счет дополнительной поперечной арматуры на приопорных участках в местах установки закладных деталей.

Испытаны четыре монтажные петли на выдергивание —

по две на каждой опытной панели. Петли нагружали 25-тонным домкратом. Усилие на них передавали через стандартный крюк, увеличивая нагрузку этапами по 2 т.

До достижения в петлях предела текучести стали трещины в наружных слоях панелей не образовывались. Все петли были загружены максимальным для используемого домкрата усилием (25 т), при этом нарушения анкеровки петель не было. Поскольку напряжения в петлях существенно (в 1,59 раза) превышали предел текучести стали и нагрузка на петлю была в 12 раз больше приходящегося на нее веса панели, испытание было остановлено.

В заключение можно отметить, что проведенные всесторонние испытания трехслойных панелей ленточной разрезки с утеплителем из полистиролбетона, анализ полученных результатов и расчеты свидетельствуют об их надежности и служат основанием для рекомендации к применению в стенах зданий различного назначения. Предлагаемая конструкция обеспечивает новые повышенные требования к сопротивлению теплопередаче стен при сохранении толщины однослойных панелей из легкого бетона и опалубочных форм, в которых они бетонируются. Как показывают экономические расчеты, трехслойные конструкции с утеплителем из полистиролбетона не окажутся дороже однослойных из керамзитобетона.

Сборно-монолитная домостроительная система

Регионально адаптируемая индустриальная универсальная строительная система — РАДИУСС — предназначена для строительства жилых и различных типов общественных зданий комплексной застройки микрорайонов крупных, средних и малых городов, а также населенных пунктов различного масштаба. Система позволяет возводить здания любой этажности — от многоэтажных многоквартирных домов до коттеджей индивидуальной застройки.

Конструктивные решения максимально учитывают региональные особенности технологической и материально-технической базы стройиндустрии, предусматривают широкое использование местных строительных материалов. Внедрение системы РАДИУСС обеспечивает существенный технико-экономический эффект в первую очередь за счет кардинального уменьшения капитальных вложений в создание или переоснащение индустриальной базы, а также в результате снижения стоимости строительных-монтажных работ.

Несущую систему здания образует сборно-монолитный безригельный каркас. Конструктивно-планировочные ячейки объекта строительства задаются сетками колонн 3 м (или 3,6 м) × 6 м (или 7,2 м). Соответствующие габаритные схемы открывают возможность для проектирования любых типов гражданских зданий — жилых домов различной этажности, магазинов, школ, детских садов, предприятий общественного питания и бытового обслуживания, административных зданий, гостиниц, домов отдыха и других объектов. Принципиальная конструктивная схема здания представлена на рис. 1.

Номенклатура сборных железобетонных изделий системы,

имеющих простейшую конструктивную форму, минимальна и включает плиты перекрытий и колонны прямоугольного поперечного сечения, которые хорошо вписываются в любой интерьер. Благодаря отсутствию выступающих частей (консолей) колонны можно изготавливать в единой форме для зданий с различными высотами этажей.

Передача нагрузки с плит перекрытий на колонны осуществляется с помощью монолитных межколонных ("ригельных") участков, поэтому узлы сопряжения всех элементов каркаса максимально упрощены, что является одним из наиболее характерных отличительных свойств системы. Поскольку высота монолитных ригельных участков совпадает с толщиной перекрытий, помещения имеют гладкие потолки, что существенно облегчает решение объемно-планировочных задач при проектировании любых типов зданий.

В монолитных ригельных участках устанавливается продольная арматура, которая обеспечивает неразрезность перекрытий и воспринимает растягиваю-

щую составляющую опорных и пролетных моментов, а в необходимых случаях — и поперечная арматура.

Система предполагает возможность применения в рамках единой объемно-планировочной структуры разнообразных конструктивных модификаций, выбор которых диктуется особенностями местных условий производства и строительства.

Важнейшими изменяемыми параметрами системы являются: габариты и конструктивные решения плит перекрытий;

стыки монолитных ригельных участков перекрытий с колоннами.

Поскольку каждая из вышеуказанных планировочных ячеек может перекрываться одной крупногабаритной плитой, упрощается монтажная оснастка, однако значительный вес таких плит требует достаточно мощного кранового оборудования. Поэтому система предусматривает дополнительные конструктивные варианты с облегченными малогабаритными монтажными элементами. В составе технической документации системы РАДИ-

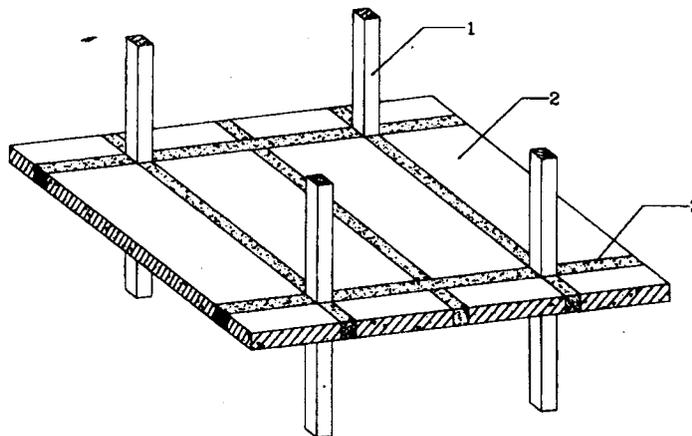


Рис. 1. Принципиальная конструктивная схема каркаса
1 — колонна; 2 — плита перекрытия; 3 — монолитный ригельный участок

УСС предусмотрены два альтернативных варианта конструктивных решений плит — многпустотные толщиной 220 мм или сплошные толщиной 160 мм. Выбор конкретного варианта диктуется местными условиями производства (например, наличием действующего оборудования для выпуска многпустотных плит).

В качестве наиболее предпочтительных вариантов стыков ригельных участков перекрытий с колоннами следует рассматривать замоноличиваемые стыки с пропуском продольной арматуры через колонны, либо сварные стыки с помощью закладных деталей.

Любая конструктивная модификация системы РАДИУСС полностью обеспечивает потребности комплексного гражданского строительства и одновременно предоставляет проектировщику условия для реализации разнообразных объемно-планировочных решений, в том числе с размещением встроенных предприятий социального и культурно-бытового обслуживания в нижних этажах жилых зданий. Возможны многовариантные решения фасадов с балконами, лоджиями и эркерами, а также стеновых ограждений с применением всевозможных местных материалов.

В конкретном строительном регионе реализуется единственная конструктивная модификация. Общие для системы в целом генеральные объемно-планировочные параметры позволяют широко использовать в местном строительстве рациональные элементы лучших проектных разработок с наиболее удачными архитектурными решениями, созданными в любой проектной организации страны.

Дополнительные возможности системы таковы. Иногда, например, в зданиях с относительно крупными сетками опор (6х6 м или 6х7,2 м) при повышенных нагрузках на перекрытия может возникнуть необходимость усиления базовых конструктивных решений системы РА-

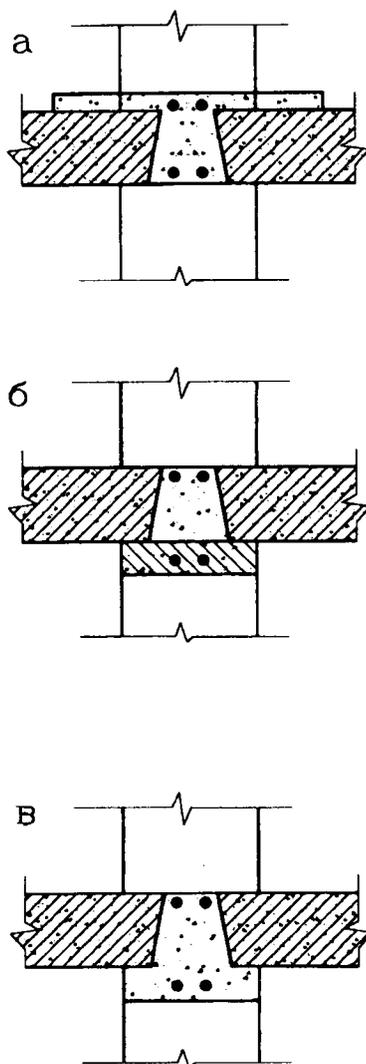


Рис. 2. Методы усиления базовых конструктивных решений системы РАДИУСС
а — с помощью набетонки по верху плиты;
б — с помощью дополнительного сборного ригеля; *в* — с помощью дополнительного монолитного ригеля

ДИУСС. В первую очередь это можно осуществить увеличением высоты ригельных участков путем набетонки в пределах толщины пола, сохраняя в помещениях гладкие потолки (рис. 2, *а*). В некоторых особо редких проектных ситуациях высота ригельных участков может возрасти до 500...600 мм, что требует применения выступающих под перекрытием сборных или монолитных ригелей (рис. 2, *б*, *в*). Данное решение не противоречит, однако, архитектурным требованиям к здани-

ям такого типа (как правило, это крупные магазины).

Преимущество строительной системы РАДИУСС заключается в возможности организовать производство всех необходимых изделий в любом цехе, выпускающем железобетонные конструкции, а также в другом производственном помещении, имеющем необходимые размеры и габариты. При этом используется общераспространенное технологическое оборудование: формовочные машины, формы, виброплощадки, краны, бункеры, камеры теплообработки и т.д. В районах с благоприятными климатическими условиями или при сезонном производстве строительных работ конструкции можно изготовлять на открытом полигоне. В то же время упрощенная технология не является обязательным условием для внедрения данной строительной системы, и производство ее изделий может быть также организовано на основе самых передовых современных методов с максимальной автоматизацией технологических процессов.

Малые объемы монолитного бетона и конструктивные особенности монолитных участков требуют применения на стройке чрезвычайно простой опалубки и несложных монтажных приспособлений.

Оценивая технико-экономическую эффективность системы РАДИУСС, следует учитывать, что в настоящее время массовая комплексная застройка требует применения двух или более конструктивных систем — крупнопанельной для жилых зданий и каркасно-панельной или смешанной для общественных зданий. При этом надо иметь в виду, что расход сборного железобетона, который является основным ценнообразующим фактором, для крупнопанельного строительства на 30—50% больше, чем для каркасного. Производство конструкций для каждой системы осуществляется на соответствующей индустриальной базе по различным технологиям с использова-

нием различных оборудования и оснасток.

Поскольку РАДИУСС является каркасной системой, прежде всего необходимо сопоставить ее технико-экономические показатели с показателями наиболее прогрессивной каркасно-панельной системы серии 1.020-1. Соответствующие данные приведены в табл. 1 и 2.

Показатели в табл. 1 (расход материалов в расчете на 1 м² площади перекрытия) относятся только к изменяемым конструкциям перекрытий; показатели в табл. 2 (в расчете на 1 м² площади здания) учитывают расходы материалов и ресурсов на все конструкции здания — перекрытия, колонны, лестницы, навесные стены из легкого бетона и фундаменты. Эти данные свидетельствуют, что удельные технико-экономические показатели системы РАДИУСС (расход железобетона, трудоемкость изготовления и монтажа) соответствуют уровню наиболее прогрессивных современных промышленных каркасно-панельных конструкций, а по расходу стали отличаются от них на 10—15% в лучшую сторону.

Принимая во внимание вышечисленное сложившееся соотношение между крупнопанельными и каркасными системами по расходу железобетона и соотнося ценовые показатели с этим фактором, на основе прогнозных оценок по укрупненным показателям можно ожидать уменьшения стоимости комплексного строительства на 15—25%. Приведенные показатели относятся к затратам на строительные-монтажные работы и производство конструкций. Главное преимущество системы заключается в резком уменьшении капитальных вложений (см. табл. 2) на переоснащение действующих промышленных предприятий или на создание новой промышленной базы благодаря простоте конструктивных форм элементов и малой их номенклатуре. Кроме того, при приме-

Таблица 1

Элементы перекрытия	Типовой каркас серии 1.020-1		Система РАДИУСС	
	Бетон, м ³	Сталь, кг	Бетон, м ³	Сталь, кг
Сборные ригели	0,033	3,78	—	—
Сборные плиты перекрытий	0,109	5,11	0,137	4,68
Монолитный бетон	0,002	—	0,016	3,09
Итого	0,144 100%	8,9 100%	0,153 106%	7,77 87%

Таблица 2

Показатели	Ед. измерения	Типовой каркас серии 1.020-1	Система РАДИУСС
Стоимость строительно-монтажных работ	%	100	96
Расход бетона	м ³	0,38	0,39
Расход арматуры	кг	17,4	14,7
Капиталовложения в организацию производства	%	100	89
Расход стали на оснастку	кг	3	1,7

нении системы РАДИУСС необходимые изделия для всех объектов комплексной застройки выпускаются одним предприятием в рамках единого технологического процесса с использованием одного комплекта оборудования и оснастки, что существенно повысит ожидаемые показатели эффективности.

Дополнительным источником экономии послужит применение наружных стен из дешевых местных материалов.

Наиболее показательная оценка эффективности системы РАДИУСС возможна в рамках конкретной региональной программы, разработанной на основе комплексного анализа планируемых объемов и структуры строительства, состояния и перспективы развития материально-технической базы стройиндустрии, условий поставки строительных материалов, местных ресурсов и других факторов.

Конструктивная система РАДИУСС представляет интерес в

первую очередь для организаций, создающих промышленную базу комплексной массовой застройки городских районов и населенных пунктов, обеспечивая значительное снижение первоначальных капитальных затрат.

В качестве первого этапа внедрения этой системы в том или ином регионе представляется разработка проектов-представителей комплексной застройки, выполненных при участии заинтересованных строительных организаций. Это позволит в составе конкретной региональной программы определить предпочтительную конструктивную модификацию, оценить размеры капитальных вложений на создание или переоснащение базы стройиндустрии, уточнить технико-экономические показатели массового гражданского строительства и выработать оптимальный вариант стратегии развития регионального строительного комплекса.

В.Г. ГРАНИК, канд. техн. наук, У.Х. МАГДЕЕВ, проф., член-корр. РААСН (НИПТИ Стройиндустрия); А.Н. ЛАРИН, И.Д. ТРЕБИСОВ, А.М. БИЛЫК, инженеры (Тушинский ЗЖБК ДСК-1)

Изготовление преднапряженных плит перекрытий размером на комнату методом вертикального формования

Предложенная технология изготовления преднапряженных изделий с натяжением арматуры на внутренние несмещаемые упоры форм [1] освоена на производстве. Три года Кунцевский комбинат ЖБИ № 9 в Москве успешно выпускает преднапряженные плиты перекрытий на трехъярусных станах-конвейерах [2]. За это время не возникло никаких осложнений при изготовлении плит новым способом.

Применение форм с внутренними упорами, имеющими наклонную опорную поверхность, обеспечивает экономию напрягаемой стали и экологичность процесса, так как не требуется резка выпусков арматуры, что снижает трудоемкость изготовления изделий. Использование внутренних упоров в формах исключает необходимость устройства привычных для традиционной технологии отверстий в бортах форм для пропуска через них напрягаемых стержней, что предусматривается при расположении упоров за габаритами изделий. Последнее достоинство новой технологии особенно существенно для организации производства преднапряженных плит методом вертикального формования. Использование бетонных смесей с осадкой конуса 12 см и более исключает наличие отверстий в полостях кассетно-конвейерных линий. Невозможность выполнения этого требования явилась одной из причин неудачных попыток создания производства преднапряженных плит перекрытий в вертикальном положении, принимавшихся ранее, так как

при высоте столба бетонной смеси 3 м и более через отверстия для пропуска стержней вытекало значительное количество бетонной смеси.

НИПТИ Стройиндустрия в содружестве с московским ДСК-1 разработаны конструкции преднапряженных плит, технология и оборудование для формования их в вертикальном положении.

Для изготовления небольшого количества таких плит с целью оценки разработанной конструкции на образцах натуральной величины, а также их статических испытаний на Тушинском заводе ЖБК ДСК-1 силами завода была реконструирована одна кассетная установка. Документация на реконструкцию подготовлена институтом.

Плиты размером на комнату с рабочим пролетом 2,98 м, шириной 5,98 м имели напрягаемую стержневую арматуру, в процессе изготовления плит располагавшуюся вертикально. Узел анкеровки напрягаемой арматуры преднапряженной плиты (нижний в процессе изготовления) с выемками от внутренних упоров показан на рис. 1.

Тепловые щиты двух бетонных отсеков кассетной установки оснастили в нижней части (вблизи поддонов) внутренними упорами с наклонными опорными поверхностями; на верхних торцах этих же щитов соосно с нижними внутренними упорами установили внешние упоры. Верхние упоры на тепловых щитах были внешними для упрощения и снижения трудоемкости реконструкции кассетной установки.

В дальнейшем, при изготовлении промышленных образцов кассетно-конвейерных линий для производства преднапряженных плит верхние упоры также целесообразно выполнять внутренними. Необходимые решения этих узлов имеются.

Для надежной фиксации распределительной арматуры и предотвращения смещения стержней под воздействием падающей сверху бетонной смеси при ее последующей укладке вдоль вертикальных бортов бетонных отсеков расположили вспомогательные упоры. Имевшиеся поддоны в виде уголков, закрепленные в нижней части тепловых щитов, сняли. Вместо них были изготовлены поддоны-балки, которые подвесили при помощи вспомогательных балок к тепловым щитам. Вспомогательные балки расположены перпендикулярно поддонам и щитам (рис. 2), так что и щиты, и листы можно было отодвигать от поддонов. Механизмами перемещения кассетной установки по вспомогательным балкам с помощью специальных деталей соединения поддонов со щитами и разделительными листами выполняли необходимые перемещения поддонов при подготовке отсеков перед бетонированием и при расформовке готовых преднапряженных плит.

На реконструированной кассетной установке изготовлены опытные преднапряженные плиты двух типоразмеров: с отверстиями для прохода сантехнических стояков и вентиляционных блоков и без отверстий. Плиты являются вза-

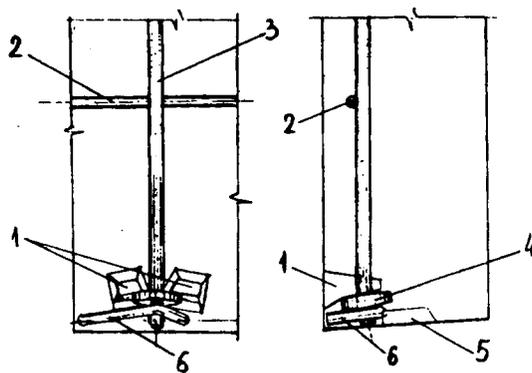


Рис. 1. Узел анкерки напрягаемых стержней в плитах вертикального формования

1 — выемки от упоров; 2 — отдельный ненапрягаемый стержень; 3 — напрягаемый стержень; 4 — концевой анкер; 5 — выемки от платиков на поддоне; 6 — фиксатор напрягаемого стержня (на виде слева выемки от платиков условно не показаны)

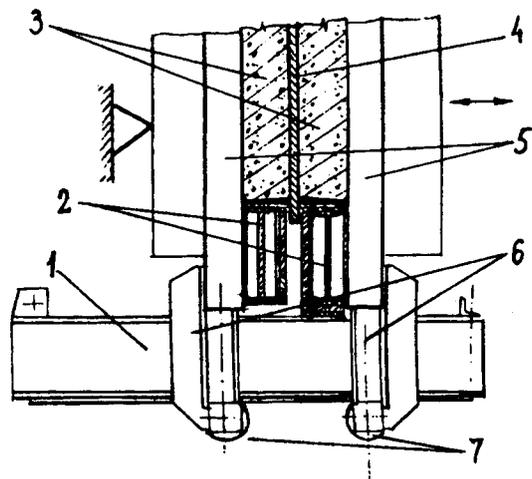


Рис. 2. Узел соединения балок-поддонов с тепловыми щитами

1 — вспомогательные балки; 2 — балки-поддоны; 3 — преднапряженные плиты; 4 — тепловые щиты; 5 — кронштейны подвески вспомогательных балок к тепловым щитам; 6 — ролики

имозаменяемыми с типовыми плитами перекрытий, выпускаемыми Тушинским заводом для жилых панельных домов.

Зарядку тепловых щитов арматурой выполняли в следующем порядке. Удлиненные электротермическим способом напрягаемые арматурные стержни аналогичны тем, что применялись при горизонтальном формовании преднапряженных плит, подавали в бетонный отсек и фиксировали в верхних и нижних упорах. Устройство для нагрева стержней размещалось на палубе установки. После укорочения при остывании стержни занимали проектное положение. Затем стержни распределительной арматуры диаметром 8 мм из стали класса А-III с приваренными на концах перпендикулярно осям стержней коротышами заводили между формирующей поверхностью теплового щита и напрягаемым стержнем так, чтобы коротыши на концах стержней располагались между вспомогательными упорами и вертикальным бортом бетонного отсека. В некоторых местах пересечения стержней ненапрягаемую арматуру дополнительно подвязывали к напрягае-

мой. Далее устанавливали и фиксировали остальные арматурные элементы, петли, закладные детали и каналобразователи электроразводок. После окончания сборки арматуры в первом бетонном отсеке разделительный лист перемещали вплотную к бортам и поддону этого отсека и начинали сборку арматуры во втором отсеке.

Бетонную смесь с осадкой конуса 12...14 см уплотняли навесными вибраторами, укрепленными на разделительных листах кассетной установки. После набора бетоном передаточной прочности (15...16 МПа) верхние концы стержней напрягаемой арматуры обрезали заподлицо с верхним торцом плит. Выполнив с помощью гидропривода кассетной машины перемещение плит в положение, при котором из бетона извлечены со стороны разделительного листа технологическая оснастка, а со стороны теплового щита — внутренние упоры, плиты за петли снимали краном и переносили на склад цеха.

Испытания преднапряженных плит вертикального формования на эксплуатационную на-

грузку, проведенные в НИИмосстрое, показали, что плиты удовлетворяют требованиям СНиПа по прочности, жесткости и трещиностойкости со значительным запасом.

Отметим еще раз, что при изготовлении опытных плит не ставилась цель отработки технологии, а было необходимо только выпустить некоторое количество изделий реальных размеров.

Разработке технического проекта кассетно-конвейерной линии для производства предварительно напряженных плит перекрытий предшествовал детальный анализ компоновочных решений существующих ККЛ как в отечественной практике, так и созданных специализированными фирмами за рубежом. Изучены патентная информация, проспекты фирм, научно-техническая литература и другие источники с точки зрения оптимального выбора схемы линии для наиболее технологичного выполнения на ней специфических работ по предварительному натяжению арматуры плит. В общем случае, без учета условий конкретного производства, размещенного в существующих зданиях, при раз-

работке новых формовочных цехов указанному требованию в наибольшей степени удовлетворяют схемы ККЛ с продольным перемещением двухместных форм, в том числе и клиновых.

Применительно непосредственно к условиям возможной реконструкции формовочного цеха Тушинского завода выполнен технический проект касетно-конвейерных линий вертикального формования преднапряженных плит перекрытий. Такая линия состоит из двух ветвей. Перемещение тепловых щитов и разделительных листов предусмотрено перпендикулярно осям ветвей, что обусловлено использованием существующих механизмов. На первой ветви выполняются подготовительные работы, установка на специальных постах напрягаемых стержней, монтаж распределительной арматуры и других элементов, установка и фиксация петель, каналобразователей электроразводок.

Для снижения капитальных затрат при реконструкции формовочного цеха в техническом проекте заложено:

использование существующих в касетных установках тепловых щитов и разделительных листов;

уплотнение бетонной смеси навесными вибраторами по технологии, принятой на заводе;

перемещение тепловых щитов и разделительных листов на основной и вспомогательной ветвях установок с помощью существующего гидропривода;

размещение технологической оснастки на разделительных листах, а также ряд других технологических особенностей, применяемых на заводе.

Подготовлена технико-экономическая оценка производства преднапряженных плит перекрытий на Тушинском ЗЖБК в касетно-конвейерных установках вертикального формования. При составлении ТЭО использованы конкретные данные этого завода: цены на составляющие бетона,

годовой план по производству плит, численность работающих в формовочном и арматурном цехах, общезаводские и цеховые накладные расходы и другие показатели.

Для более точного сопоставления затрат при изготовлении напряженных и ненапряженных плит номенклатура выпускаемых изделий была принята аналогичной предполагаемой в перспективе номенклатуре напряженных плит в размере годового объема производства. Капитальные затраты определены как для производства преднапряженных, так и ненапряженных плит в сопоставимых ценах. В капитальных затратах на организацию производства преднапряженных плит учтены расходы на демонтаж существующих касетных установок, реконструкцию механического оборудования касет, оснащение тепловых отсеков внутренними упорами, изготовление и монтаж металлоконструкций касетно-конвейерных линий с постами чистки, смазки вертикальных форм, зарядки напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, с устройством для электротермического натяжения стержней и другие. Учтены затраты на разборку существующих фундаментов и устройство фундаментов под касетно-конвейерные линии. Предусмотрен демонтаж оборудования арматурного цеха по изготовлению пространственных каркасов и монтаж обжимных машин для выполнения концевых анкеров в виде обжатых шайб на напрягаемых стержнях.

В составе ТЭО имеются производственные калькуляции себестоимости изготовления 1 м³ плит перекрытий в ненапряженном и напряженном вариантах.

Проведенные работы показывают:

затраты на реконструкцию формовочного и арматурного цехов с целью производства преднапряженных плит перекрытий окупятся за 2,7 года;

цена плит перекрытий в преднапряженном варианте снизится на 8,9% по сравнению с ценой ненапряженных плит;

трудоемкость изготовления преднапряженных плит уменьшится на 18,2%, что позволит высвободить более 40 рабочих;

производственная площадь уменьшится на 21%, или более чем на 2000 м²;

расход арматуры в преднапряженных плитах снизится на 29,8%.

Значительно короче будет срок окупаемости реконструкции существующих ККЛ с продольным перемещением двухместных форм. Подготовлены технические решения переснащения вертикальных форм для использования их при производстве преднапряженных плит перекрытий жилых панельных домов различных серий. Разработанные технические решения преднапряженных изделий с внутренними анкерами и вертикальные формы для их производства также могут использоваться для изготовления дорожных плит и других плоских изделий.

В заключение отметим, что, кроме указанных выше данных экономической целесообразности выпуска преднапряженных плит перекрытий, в этом случае в несколько раз сокращается площадь, необходимая для размещения арматурного производства. Кроме того, значительно возрастает жесткость плит и, как следствие, зависящие от жесткости звукоизоляционные свойства изделий.

Библиографический список

1. Граник В.Г. Изготовление преднапряженных изделий в формах с внутренними несмещаемыми упорами // Бетон и железобетон. — 1993. — № 3. — С. 14—16.
2. Александров Е.Ф., Граник В.Г., Дмитриев А.Н. Производство преднапряженных плит перекрытий по экологически чистой технологии на стане-конвейере // Промышленное и гражданское строительство. — 1996. — № 8. — С. 36—37.

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

Дифференцированные режимы прогрева бетона

Температурный режим и параметры тепловой обработки бетона зависят от ряда факторов: способа подвода тепла; размеров и конфигурации конструкций; вида и активности применяемого цемента.

В соответствии с рекомендациями действующих нормативных документов максимальная температура прогрева монолитных бетонных и железобетонных конструкций на портландцементе должна быть около 80°C , а скорость подъема температуры в бетоне не должна превышать $15...20^{\circ}\text{C}/\text{ч}$. Указанные ограничения эти документы обуславливают отрицательным влиянием высокой температуры и скорости разогрева на формирование структуры, свойств и качества бетона.

В настоящее время существует значительное количество методов тепловой обработки бетонов, отличающихся способом подвода тепла и направлением теплового потока. Нашими теоретическими проработками установлено наличие особенностей в формировании температурного поля, напряженного состояния, структуры и прочности бетона при использовании каждого способа. Однако эти особенности не учитываются при назначении режимов и параметров термообработки конструкций и изделий.

Преимущественное нарастание прочности в отдельных частях конструкции (куда наиболее интенсивно подводится тепло в ранние сроки твердения) в значительной мере определяет параметры прогрева всей конструкции, под влиянием которых формируется напряженное состояние, обуславливающее эксплуатационные характеристики конструкции.

Анализ результатов проведенных исследований показал необходимость учета способа

подвода тепла и направленности воздействующего теплового потока при назначении режимов и параметров прогрева бетонных конструкций. Это обусловлено тем, что каждому способу тепловой обработки конструкции соответствует, как правило, определенный оптимальный режим.

Все способы подачи тепла в бетон можно разделить на две группы: подача тепла внутрь конструкции и подача тепла с поверхностей конструкции. В первую группу могут быть включены три способа: одновременный прогрев всего объема бетона (путем пропускания через него электрического тока) — сквозной электропрогрев; разогрев ядра конструкции с последующим прогревом всего объема бетона за счет его теплопроводности или последующим прогревом периферийных зон путем дополнительного подвода тепла и предварительный разогрев бетонной смеси.

Во вторую группу могут быть включены все обогревные способы: обогрев бетона в греющей опалубке; обогрев инфракрасными лучами; индукционный прогрев и др. В этом случае только поверхностные слои конструкции (все или частично) нагреваются непосредственно теплоносителем (или путем контакта с нагреваемой им опалубкой), остальная (основная) масса бетона разогревается за счет теплопроводности.

Промежуточное положение между упомянутыми группами занимает периферийный электропрогрев, при котором приопалубочные зоны разогреваются вследствие пропускания через них электрического тока (элемент сквозного электропрогрева), а остальной объем бетона конструкции или элемента прогревается за счет теплопроводности.

В каждом из названных способов имеют место определенные особенности в формировании температурного и прочностного полей по объему конструкции. А от них в значительной мере зависят оптимальные параметры тепловой обработки. Правда, эта зависимость наблюдается главным образом при внутреннем подводе тепла и его разновидностях, так как при подводе тепла снаружи происходит в значительной мере "саморегулирование" скорости разогрева. Последнее обуславливается теплопроводностью материала. Это значит, что если поверхностные слои можно разогревать практически с любой заданной скоростью, то максимально возможная скорость разогрева последующих слоев находится в прямой зависимости от теплопроводности, которая в нормальных условиях равна $1,2...1,5 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$ и составляет, как правило, $15...20^{\circ}\text{C}/\text{ч}$.

При подаче тепла способами, не связанными с теплофизическими характеристиками бетона, скорость разогрева зависит в первую очередь от формирования прочностного поля по объему конструкции и характера физических процессов, протекающих в материале. Помимо этого, параметры прогрева (в частности, максимальная температура и продолжительность изотермического выдерживания) должны назначаться с учетом состава цемента и величины требуемой к концу прогрева прочности. Бетон на шлакопортландцементе целесообразно прогревать при температуре около 90°C . При использовании портландцементов с низким содержанием трехкальциевого алюмината максимальная температура прогрева может достигать $80...85^{\circ}\text{C}$, при высоком содержании этого минерала тем-

пература прогрева не должна превышать 70°C.

Эти ограничения связаны со способностью трехкальциевого алюмината при соединении с водой при температурах выше 40°C образовывать низкопрочные кристаллические структуры, оказывающие отрицательное влияние на общую прочность цемента и бетона.

В действующих нормативных документах нарастание прочности бетона во времени при различных температурах прогрева и продолжительности изотермического выдерживания бетона до приобретения определенной прочности приводятся при условии подъема температуры до заданной величины с интенсивностью 20°C/ч. Поэтому с целью правильного назначения длительности изотермического выдерживания для получения заданной прочности бетона или прогнозирования величины прочности при установленной продолжительности прогрева, при изменении скорости разогрева необходимо вносить соответствующие коррективы в продолжительность изотермического или термосного выдерживания. Кроме того, при проектировании термообработки следует иметь в виду, что электропрогрев бетона на портландцементных экономически выгодно (без перерасхода цемента и электроэнергии) производить до достижения 50%-ной прочности от марочной. Действительно, для приобретения бетоном сразу после прогрева 50%-ной марочной прочности его необходимо выдерживать: при 80°C в течение 6 ч, при 70°C в течение 8 ч; для получения бетоном 70%-ной марочной прочности продолжительность выдерживания при 80°C составит уже 15 ч, а при 70°C — 20 ч.

При необходимости получения сразу после прогрева 70%-ной марочной прочности для сокращения продолжительности выдерживания целесообразно использовать следующие мероприятия: применять жесткие бетонные смеси, приготавливать бетоны на высококачественных и быстротвердеющих цементах, вводить в бетонную смесь добавки—ускорители твердения.

Ниже приводятся дифференцированные параметры прогрева и их обоснование для наиболее широко применяемых в практике строительства способов подвода тепла к бетону с учетом возможной интенсификации разогрева.

При наружном подводе тепла к конструкции с нескольких сторон (обогрев инфракрасными лучами, прогрев в термоактивной опалубке) и при периферийном электропрогреве для предотвращения перегрева поверхностных и приповерхностных зон конструкции тепло необходимо подавать с такой интенсивностью, которая обеспечивает разогрев со скоростью, не превышающей 20°C/ч, что в соответствии с коэффициентом теплопроводности свежего бетона обеспечивает беспрепятственную равномерную передачу его во внутренние участки бетона. Максимальная температура разогрева периферийных зон не должна превышать допустимую для используемого цемента, а продолжительность разогрева в зависимости от начальной и конечной температуры бетона находится в пределах 3...3,5 ч. За это время бетон приобретает около 10% марочной прочности.

Длительность изотермического выдерживания при 80°C до приобретения бетоном в периферийных зонах 50%-ной марочной прочности составит 4,5 ч, а до получения 70%-ной марочной прочности — около 14 ч. При температуре изотермического прогрева, равной 70°C, продолжительность разогрева составит 2,5...3 ч, а длительность изотермического выдерживания — соответственно 9 и 19 ч. Продолжительность прогрева до приобретения заданной прочности всей массой бетона зависит от формы, геометрических размеров конструкции, а также от экзотермии цемента, в немалой степени определяющей скорость подъема температуры в центральных зонах конструкции, и для каждой группы конструкций устанавливаются отдельно. Следует иметь в виду, что при подаче тепла в конструкцию со всех сторон интенсивность нагрева всего массива бетона возрастает, и общая продолжительность прогрева до достижения заданной прочности

сокращается на 2...3 ч по сравнению с вариантом двухсторонней подачи тепла.

Однако для среднemasсивных конструкций она может быть ориентировочно принята (при прогреве при 80°C) для достижения 50%-ной марочной прочности — 6...6,5 ч, для достижения 70%-ной марочной прочности — около 15 ч; при прогреве при 70°C — соответственно 9,5 и 20 ч.

При таком направлении теплового воздействия (при подводе тепла с поверхностей конструкции) твердение бетона и нарастание его прочности начинается с периферийных зон. В этих же зонах наиболее интенсивно происходит расширение бетона в ранние сроки. По мере распространения тепла в центральные зоны конструкции и повышения там температуры бетона в них происходят увеличение давления паровоздушной смеси и стремление к расширению материала. Однако "обойма" из имеющего достаточно высокую прочность бетона практически воспринимает давление и препятствует его расширению. Возможность воспринимать давление и препятствовать расширению обуславливается постепенностью нарастания давления (по мере повышения температуры) и увеличением прочности бетона как в периферийных зонах конструкции, так и возрастанием объема материала, обладающего определенной прочностью. Поэтому в основной массе бетона в процессе прогрева формируется поле с растягивающими напряжениями. Правда, величина их после окончания прогрева и остывания конструкции уменьшается. Однако определенная степень растяжения сохраняется в остывшем и затвердевшем бетоне, что оказывает благоприятное влияние при воздействии на конструкцию сжимающих нагрузок.

При подаче тепла снаружи к одной поверхности конструкции (односторонний обогрев — например, инфракрасными лучами) разогрев следует осуществлять со скоростью около 15°C/ч, что обеспечивает достаточно высокий коэффициент использования подводимого тепла, снижает температурные перепады в плоско-

сти подачи тепла и исключает перегрев приповерхностной зоны. Максимальную температуру прогрева целесообразно принять на уровне 70°C. В этом случае продолжительность разогрева поверхностной зоны будет составлять 3,5...4 ч (в зависимости от начальной температуры материала), и к началу изотермического выдерживания бетон приобретает около 15% марочной прочности. Длительность прогрева при постоянной температуре до достижения 50%-ной марочной прочности составляет 7,5 ч, а 70%-ной — около 18 ч.

Условия формирования структуры и свойств бетона при таком подводе тепла достаточно благоприятны. Действительно, разогрев осуществляется постепенно и в основном (за исключением верхнего слоя) под действием вышележащего бетона, имеющего к тому же опережающие темпы набора прочности.

При внутреннем (сквозном) электропрогреве осуществляется равномерный разогрев всей конструкции, и скорость его не зависит от теплопроводности материала, а обуславливается параметрами подаваемого электрического тока (в основном напряжением) и электрофизическими свойствами бетона, т.е. при внутренней подаче тепла разогрев и изотермическое выдерживание являются регулируемыми процессами, в то время как при подаче тепла с поверхности и разогрев, и прогрев практически не регулируются. Поэтому на основании вышеизложенного интенсивность разогрева при внутреннем прогреве может быть выше скоростей, рекомендуемых в настоящее время, и достигать 40°C/ч, а для развитых в вертикальном направлении конструкций еще выше (полученные результаты позволяют рекомендовать для отдельных видов конструкций подъем температуры со скоростью до 60°C/ч). Продолжительность разогрева до температуры изотермического выдерживания не превышает 2 ч. За это время бетон по всему объему конструкции наберет около 8% марочной прочности.

Длительность изотермического выдерживания при 80°C до достижения бетоном 50%-ной

прочности от марочной не превышает 5 ч, а до приобретения 70%-ной прочности — около 13,5 ч. Прогрев при 70°C приводит к некоторым изменениям продолжительности изотермического выдерживания, так как длительность разогрева практически не меняется. 50%-ной прочности бетон достигнет через 8...8,5 ч, а 70%-ной — через 19—19,5 ч.

При внутреннем подводе тепла одновременно по всему объему бетона в конструкции происходит соответствующее повышение давления во всей массе бетона. Однако наличие опалубки, обладающей достаточно высокой жесткостью, ограничивает расширение в горизонтальном направлении.

Расширению основной массы бетона в вертикальном направлении, как указывалось выше, препятствует главным образом верхний слой бетона, создающий "компенсирующее" давление. Стремление к расширению в процессе подъема температуры обуславливает формирование в затвердевшем бетоне конструкции или элемента растягивающих напряжений.

Разработанный автором данной статьи способ тепловой обработки бетона при меньшей по высоте (по сравнению с вертикальным размером конструкции) активной зоне электропрогрева состоит в следующем. Верхняя часть конструкции толщиной 15...20 см разогревается за счет передачи тепла от прогреваемой части путем теплопроводности или активным подводом тепла после окончания разогрева основной массы бетона. Скорость разогрева при этом допускается выше 40°C (в зависимости от конфигурации и размеров конструкции). Длительность разогрева до заданной температуры во всей активной зоне, как правило, не превышает 2 ч. Прочность бетона к концу подъема температуры достигнет 8% марочной. Бетон, подвергнутый активному прогреву при 80°C, приобретает 50% марочной прочности через 5 ч изотермического выдерживания, а 70% — через 13,5 ч. При температуре прогрева 70°C эти продолжительности соответствен-

но возрастают до 8...8,5 ч и 19...19,5 ч.

Разогрев верхней зоны конструкции при передаче тепла за счет теплопроводности осуществляется за 3...4 ч, и прочность бетона за этот период достигает 15...18% марочной. К концу 5-часового прогрева активной зоны прочность бетона в верхней части конструкции достигает 35...40%, а к концу 13,5-часового прогрева — 60...65% марочной, т.е. прочность бетона в верхней зоне мало, а в ряде случаев (при длительном изотермическом выдерживании) практически не отличается от таковой в зоне активного прогрева.

Тепловая обработка бетона предложенным способом обеспечивает более благоприятные условия для формирования структуры и свойств прогретого бетона. Действительно, разогрев основной массы конструкции осуществляется под воздействием вышележащего слоя (о преимуществах этого см. выше). Больше того, разогрев верхнего слоя происходит медленно, и деформации расширения в нем практически соответствуют расширению твердых компонентов бетона (следовательно, остаточное расширение практически отсутствует), что позволяет получить материал с высокой плотностью и малой пористостью.

Резюмируя изложенное, следует сказать, что использование в каждом конкретном случае наиболее рациональных из рассмотренных выше способов подвода тепла к прогреваемым конструкциям и соответствующих режимов и параметров прогрева позволит получить бетон с улучшенными свойствами и наиболее высокого качества. Это обеспечит повышение несущей способности и увеличение долговечности конструкций. Кроме того, применение дифференцированных режимов и параметров прогрева для конкретных способов подвода тепла и учет нарастания прочности бетона в процессе разогрева до температуры изотермического выдерживания позволяют сократить продолжительность разогрева и общую длительность тепловой обработки и соответственно уменьшить расход электроэнергии.

Эффективные монолитные стены в малоэтажном строительстве

В настоящее время актуальной проблемой жилищного строительства является решение таких задач, как сокращение затрат на отопление зданий, использование наиболее простых технологий строительства без привлечения дорогостоящих машин, механизмов и высококвалифицированной рабочей силы.

Одним из путей решения данной проблемы при возведении малоэтажных жилых зданий является применение стен из монолитного железобетона с теплоизолирующими элементами, выполняющими роль неснимаемой опалубки (см. рисунок). Опалубка изготавливается из вспененного полистирола в формовочных прессах и представляет собой после сборки монолитную полую форму, состоящую из двух параллельных пластин толщиной по 50 мм и соединяющих их пластмассовых связок. Размеры одной пластины 1000х250 мм, масса — 0,4 кг. Плотность вспененного полистирола, из которого изготовлены пластины, 25...40 кг/м³.

Секции блоков соединяются между собой в замок при помощи имеющихся на них выступов и углублений и образуют полую стену, в которую затем заливается бетон (расход бетона В10 и В15 на один стандартный блок — 0,04 м³, толщина слоя бетона — 15 см). Армирование монолитного слоя бетона осуществляется отдельными арматурными стержнями. Такая конструкция стен обладает достаточной несущей способностью для жилых зданий высотой до пяти этажей и необходимыми теплозащитными свойствами, отвечающими новым требованиям СНиП II-3-79 "Строительная теплотехника" для многих климатических регионов России.

Перекрытия здания можно выполнять в деревянном или железобетонном вариантах (в том числе с опиранием по стальным балкам) по балочной схеме. Деревянные балки опираются на стены через стальные столики, прикрепляемые к несущему слою

бетона с помощью анкеров. По наружной и внутренней поверхностям стены здания предусмотрены защитно-декоративные покрытия, обеспечивающие длительную сохранность теплоизоляционных слоев и огнестойкость стен.

Технологический процесс возведения стен и здания в целом включает в себя последовательную установку опалубочных блоков по периметру стены и по высоте, установку арматуры стен и стальных столиков для опирания балок перекрытий, послойное бетонирование и монтаж балок перекрытий после набора бетоном стены требуемой прочности. При бетонировании стены высота слоя укладываемого бетона до его схватывания не должна превышать допустимых значений, определяемых прочностью и жесткостью опалубочного блока. Следует отметить, что допускается минимальное сокращение времени между послойным бетонированием (до 2...3 ч), в течение которого можно собрать опалубку и произвести армирование следующего слоя стены.

Предлагаемая конструкция позволяет в максимальной степени снизить эксплуатационные затраты на обогрев помещений вследствие низкой теплопроводности стен. Пенополистирол служит прекрасным теплоизолятором. Объем энергии, проникающий к бетонной основе сквозь твердую пену, достаточен для того, чтобы бетон даже при

внешней температуре воздуха —10°С находился вне зоны заморзания. При интенсивном воздействии тепла на стены пенополистирольная опалубка препятствует накоплению в них излишков тепла. Пенополистирол обеспечивает также надежную звукоизоляцию внутренних помещений.

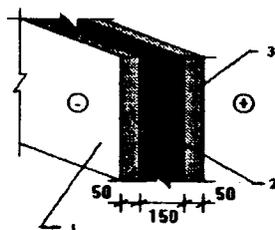
Небольшой перепад температур на наружной и внутренней поверхностях бетона несущих стен способствует снижению трещинообразования и увеличивает долговечность стен. В результате лабораторных исследований смоделирован срок эксплуатации таких домов (100 лет). На наиболее старом здании, построенном с использованием данной технологии и эксплуатировавшемся 27 лет, не было обнаружено никаких признаков старения. Следует также отметить, что стоимость 1 м² стены описываемой конструкции в 1,5...2 раза ниже известных технических решений стен с аналогичным уровнем теплозащиты.

Технология возведения зданий позволяет вести работы круглосуточно. При низких температурах верхний слой стен необходимо покрыть кошмой или брезентом. Поскольку блоки можно собирать на месте строительства, невысоки транспортные издержки по их доставке.

На основе описанной конструкции стен выполнены проекты одно- и двухэтажных жилых зданий коттеджного типа, строительство которых начато в Московской и Владимирской областях.

Предложенные решения стен с изолирующей опалубкой для малоэтажного жилищного строительства обладают высокими теплотехническими свойствами, являются быстровозводимыми и доступными конструкциями, а стоимость строительства домов по данной технологии составляет 350...400 USD за 1 м² общей площади.

Более полную информацию можно получить в НИИЖБ (тел. 170-10-55).



Конструкция монолитной стены с неудаляемой теплоизолирующей опалубкой
1 — наружный слой пенополистирола; 2 — монолитный железобетон; 3 — внутренний слой пенополистирола

М.Б. КРАКОВСКИЙ, д-р техн. наук, проф., действительный член Нью-Йоркской АН (НПКТБ "Оптимизация" АО)

Экономия металла при раскросе стержней на заводах ЖБИ и стройках

Стоимость и материалоемкость продукции во многом определяют ее конкурентоспособность. Экономичный раскрой арматурных стержней на заводах ЖБИ и стройках позволяет существенно сократить расход металла, снизить стоимость и повысить эффективность железобетонных конструкций. Задача оптимизации раскроя в течение многих лет ставилась и часто включалась в ежегодный план оргтехмероприятий различных предприятий. Однако решалась она интуитивно, расчеты проводились вручную и получаемые решения были, как правило, далеки от оптимальных. В НПКТБ "Оптимизация" разработана программа для ЭВМ "Раскрой стержней", автоматизирующая процесс принятия решений и позволяющая добиться минимально возможного расхода металла. В статье приведены постановка задачи, описание программы и получаемые результаты.

Существо задачи состоит в следующем. Арматура, изготовленная на металлургических заводах, поступает на заводы ЖБИ и стройки в виде достаточно длинных заготовок. Их требуется раскроить на арматурные стержни, укладываемые в железобетонные конструкции. Чтобы определить задачу раскроя, требуется задать длину заготовки, а также количество и длины нарезаемых из нее стержней. Раскрой можно выполнить множеством способов. Задача оптимизации состоит в том, чтобы из всех возможных решений выбрать такое, при котором будет израсходовано наименьшее количество заготовок.

При работе с программой пользователь вначале создает базу данных. Последняя включает

перечень изготавливаемых железобетонных конструкций. Для каждой конструкции указываются входящие в нее стержни: класс стали, диаметр, длина и количество в данной конструкции.

При оптимизации раскроя пользователь указывает, какое количество конструкций каждого наименования необходимо изготовить. Далее программа автоматически подсчитывает общее число стержней каждого типа, требуемых для указанной номенклатуры конструкций, и просит пользователя проставить длины заготовок для стали каждого класса и диаметра. Таким образом, программа автоматически формирует сразу несколько задач оптимизации раскроя (для стали каждого класса и диаметра).

Решение выполняется методом линейного программирования. Каждая задача рассматривается отдельно: отыскивается способ раскроя, минимизирующий общее количество заготовок для стали данного класса и диаметра. При этом количество стержней каждого типа, получаемое из конкретной заготовки, должно быть не менее требуемого. В результате решения задачи указывается: общее количество расходуемых заготовок, общий процент отходов металла, типы кроев (сколько и каких стержней выкраивается из каждой заготовки), количество заготовок с каждым типом кроя, требуемое и получаемое количество стержней каждой длины (получаемое количество может несколько превышать требуемое). Результаты выводятся на печать в удобном для практического использования виде.

Для иллюстрации действия программы рассмотрим пример,

взятый из практики работы одного из московских заводов ЖБИ. Заготовки из стали $\varnothing 18$ А-III длиной 11800 мм требуется

Таблица 1

Длина стержней, мм	Требуемое количество, шт.	Количество, полученное при раскросе на заводе, шт.	Количество, полученное при оптимальном раскросе, шт.
2160	240	240	240
2460	120	120	120
2760	300	300	300
3060	180	480	180
3360	320	460	322
3960	360	360	360
4280	240	240	242
4580	80	480	80
4870	100	310	100
5480	80	80	80

раскроить на стержни 10 типов. Длины и требуемое количество стержней приведены в табл. 1. В табл. 2 приведены типы кроев, использовавшиеся на заводе и полученные по программе "Раскрой стержней".

Рассмотрим подробно табл. 2. В каждой ее строке приведен один из типов кроев: указано количество стержней каждой длины, входящих в крой. В предпоследнем столбце таблицы подсчитана суммарная длина всех стержней в данном типе кроя, а в последнем — указано количество заготовок с этим кроем. Например, в крое № 1 из вариан-

Таблица 2

№ кроя	Длины стержней, мм										Общая длина стержней, мм	Количество заготовок, шт.
	2160	2460	2760	3060	3360	3960	4280	4580	4870	5480		
Варианты кроя, используемые на заводе												
1			3	1							11340	100
2				1	2						11590	70
3				1			2				11620	120
4		1						2			11620	120
5											11280	180
6					1	2			1		11590	70
7				2	2						11600	80
8	1							1	1		11610	240
Общее количество заготовок												980
Оптимальные варианты кроя, полученные по программе на ЭВМ												
1				1	1	1	1				11600	34
2							2				11620	104
3				1		1		1			11600	76
4		1						2			11620	2
5					2				1		11590	29
6			1			1			1		11590	71
7			1		1					1	11600	80
8			3		1						11640	30
9		2	1			1					11640	59
10	2				1	1					11640	120
Общее количество заготовок												605

тов, используемых на заводе, заготовка длиной 11 800 мм разрезается на 3 стержня длиной 2760 мм и 1 стержень длиной 3060 мм; суммарная длина этих стержней составляет $3 \times 2760 + 1 \times 3060 = 11\,340$ мм; общее количество заготовок с этим типом кроя равно 100 шт.

Для того чтобы подсчитать количество стержней определенной длины, получаемое при решении задачи, рассмотрим в табл. 2 столбец, относящийся к этому стержню. Число, определяющее количество стержней в каждом типе кроя, умножается на количество заготовок с этим типом кроя, и произведения складываются. Например, стержень длиной 3360 мм получают в кроях № 2, 5 и 6, используемых на заводе. Числа, определяющие количество стержней из каждого типа кроя, равны соответственно 2, 1, 2, а количество заготовок с указанными номерами кроев равны соответственно 70, 180 и 70. Тогда общее количество стержней длиной 3360 мм, приведенное в табл. 1, равно $2 \times 70 + 1 \times 180 + 2 \times 70 = 460$.

Как видно из табл. 2, на заводе использовали 8 типов кроя. Для получения требуемого количества стержней всего необходимо израсходовать 980 заготовок. При этом (см. табл. 1) в некоторых случаях получаемое количество стержней значительно превышает требуемое. Например, вместо требуемых 80 получают 480 стержней длиной 4580 мм и 380 стержней длиной 5480 мм и т.п.

В оптимальном варианте, полученном на ЭВМ, количество типов кроя составляет 10. Получаемое количество стержней практически равно требуемому. Общее количество заготовок составляет 605. Таким образом, по сравнению с заводским решением оптимальное решение позволяет снизить расход металла почти в 1,6 раза. Вероятно, полученные "лишние" стержни могут быть использованы в дальнейшем. Однако, если они не понадобятся в течение продолжительного времени, убытки могут оказаться значительными. Кроме того, при новом раскрое "лишними" могут оказаться другие

стержни, что ведет к новым убыткам и т.д.

При рассмотрении таблиц становится ясным, почему интуитивные решения оказываются, как правило, не оптимальными: очень трудно назначить раскрой так, чтобы получаемое количество стержней лишь незначительно превышало требуемое. Например, в крой № 8 из вариантов, используемых на заводе, входят по одному стержню длиной 2160, 4580, 4870 мм. Чтобы получить 240 стержней длиной 2160 мм (эти стержни входят только в крой № 8), требуется 240 заготовок. Из этих же заготовок нарезается также по 240 стержней длиной 4580 и 4870 мм, хотя их требуется соответственно 80 и 100 штук. Поскольку эти же стержни нарезаются и из заготовок с другими типами кроя, их получают существенно больше, чем требуется.

Программа "Раскрой стержней" успешно эксплуатируется на ряде московских предприятий. Кроме экономии металла, она позволяет наладить четкий учет. При больших объемах производства программа окупается в течение нескольких дней, при небольших — за 2—3 месяца. Кроме круглых арматурных стержней, может быть оптимизирован раскрой стержней любого профиля — уголкового, двутаврового, трубчатого и др. Программа проста в обращении, ее может легко освоить пользователь, даже впервые знакомящийся с ЭВМ.

Требования к аппаратному и системному программному обеспечению весьма умеренны: операционная система MS DOS версии 6.2 и выше; персональный компьютер с процессором 386SX или более мощным; ОЗУ не менее 2 Мб; свободное пространство на жестком диске не менее 3 Мб; принтер матричный, струйный или лазерный любой модели.

За дополнительной информацией и по вопросам приобретения программы просьба обращаться в НПКТБ "Оптимизация" АО по адресу: 117292 Москва, ул. Профсоюзная, 8-2-150, тел. 124-9145, факс 292-6511 (Бокс 6773).

Энергообеспечение домола клинкера на заводах ЖБИ

Производство цемента высоких марок, достигаемое за счет совершенствования технологии на заводах, равноценно дополнительному выпуску большого количества этого вяжущего. При транспортировании и длительном хранении неизбежно падает активность цемента, происходящая вследствие поглощения водяных паров и диоксида углерода из воздуха. Это равносильно безвозвратной потере значительной части ценного строительного материала.

Активность цемента наиболее сильно снижается в первые 3 мес после его изготовления. Активность портландцементов за указанный срок снижается почти на 20% [1]. Если исходная марка цемента была 500, то за 3 мес хранения его качество снижается до марки 400.

При тонком помоле клинкера получают цементы более высоких марок, что позволяет снижать удельные нормы расхода вяжущих материалов с одновременным сохранением нормативной прочности изделий из бетона. Например, средний размер зерен портландцемента составляет примерно 40 мкм. Толщина гидратированного слоя на зернах цемента через 6—12 мес твердения обычно не превышает 10—15 мкм. Следовательно, при обычном помоле портландцемента 30—40% его массы не участвует в твердении и формировании структуры камня. С увеличением тонкости помола цемента увеличивается степень его гидратации, возрастает содержание клеящих веществ (гидратов минералов) и повышается прочность цементного камня.

Удельная поверхность частиц цемента обычно составляет 2500—3000 см²/г. При повышении тонкости помола считают, что прирост удельной поверхности цемента на каждые 1000 см²/г повышает его активность на 20—25%. Однако про-

цессы дробления и помола очень энергоемки. Особенно высоки удельные энергозатраты при тонком измельчении сырья. Это связано с тем, что увеличение удельной поверхности измельчаемого продукта приводит к соответствующему увеличению свободной поверхностной энергии частиц разрушенного вещества, на что требуется затратить известную работу. Величину этой работы приходится увеличивать еще на два порядка из-за чрезвычайно низкого КПД всех известных способов тонкого измельчения вещества, который в редких случаях достигает 1%.

Чем выше плотность структурных дефектов на поверхности зерен цемента, получаемая в результате длительного и интенсивного помола клинкера, тем выше активность вяжущего. Однако цементы тонкого помола намного быстрее теряют активность при хранении, так как влага воздуха вызывает ускоренную их гидратацию за счет развитой поверхности частиц. Активность цемента после помола постепенно снижается также вследствие аннигиляции структурных дефектов на поверхности его зерен. При этом чем была выше плотность структурных дефектов, достигнутая в результате интенсивного измельчения, тем быстрее идут процессы их аннигиляции.

Теоретически потерю активности цемента можно сильно замедлить при хранении его в сухой инертной среде при низкой температуре, но это сложно осуществить технически и не оправдано экономически. Сейчас существенно более простые условия хранения цемента во многих случаях на производстве не обеспечиваются.

В 1950 г. С.В.Шестоперов [2] опубликовал данные о свойствах высокомарочного цемента, обладающего пониженной на 30% водопотребностью, и дал крат-

кую характеристику образцов бетона на его основе. Для приготовления нового типа цемента использовалась механохимическая обработка, при которой процесс домола клинкера проводился в присутствии поверхностно-активных веществ. Изыскания по механохимической обработке цемента и технологии бетона базируются на исследованиях физики измельчения твердых тел, физики и химии поверхности, механохимии твердых тел и др.

Тонкомолотые цементы (ТМЦ) были разработаны и освоены в 60-х годах на полупромышленных установках сотрудниками академика П.А.Ребиндера. Изделия на основе ТМЦ отличались хорошим качеством, но требовали формования из очень жестких смесей и применения особых механизмов, что препятствовало массовому освоению ТМЦ. Эти работы были успешно продолжены в 80-х годах во ВНИИЖелезобетоне.

Устранение непроизводительных потерь цемента в современных условиях в значительной мере зависит от инициативы предприятий строительных материалов и строительных организаций. Обеспечив доставку цемента с цементного завода в виде дробленого до величины крупки клинкера, с расчетом на домол клинкера непосредственно на заводе ЖБИ, потребитель исключит хищение и потери цемента при транспортировке в обычных вагонах.

Еще более существенные технико-экономические преимущества при домоле клинкера непосредственно на заводе ЖБИ заключаются в следующем:

повышается ритмичность работы завода за счет наличия достаточного запаса клинкера на складе предприятия, допустимые сроки хранения которого во много раз выше, чем цемента. Учитывая, что стоимость клинкера ниже, чем готового цемента, - в

целом можно достигнуть даже некоторого уменьшения величины необходимых для работы предприятия оборотных средств;

в производстве можно использовать всегда свежий активный цемент, что делает возможным снижение норм расхода вяжущих материалов с одновременным сохранением заданной прочности изделий;

можно увеличить объемы производства изделий на имеющихся производственных площадях и оборудовании за счет сокращения производственного цикла и ускорения оборачиваемости форм и бортонастки. Сокращение цикла обеспечивается технологическими свойствами свежего тонкомолотого цемента — способностью особенно быстро набирать прочность в начальный период твердения. Тонкомолотый цемент применим при изготовлении не слишком массивных изделий из бетона (стенных панелей, плит перекрытий и др.), когда можно не опасаться повышенного тепловыделения при гидратации, характерного для бетонов, приготовляемых из такого цемента;

применение цемента, изготовленного на помольном оборудовании ЖБИ, позволяет получать дополнительную экономию вяжущих за счет исключения случаев завышения отпускной прочности бетона. Достижение этого становится возможным вследствие подконтрольности цеха приготовления цемента службе отдела главного технолога и ОТК завода, а также возможности оперативного изменения режимов помола и внесения корректирующих добавок. Организация помола клинкера на заводе позволяет использовать тонкомолотые местные добавки и соответственно дополнительно снизить расход цемента при производстве бетона на 5—6%.

В целом можно считать, что в зависимости от марки цемента и типа изделий экономия цемента при переходе завода ЖБИ на собственное его производство из крупки клинкера может составить 25—30%. Таким образом, для завода ЖБИ средней мощности годовая экономия от внед-

рения данной схемы организации производства может составить 15—16 тыс. т цемента.

Экономические расчеты, проведенные еще в 1994 г. и уже учитывавшие высокую стоимость электроэнергии в случае применения для помола клинкера мельниц с электрическим приводом, показали, что срок окупаемости региональных домольных установок составляет около 3 лет [3].

Однако отмеченные технико-экономические выгоды, получение которых возможно при организации помола клинкера на заводах ЖБИ, в настоящее время не могут быть эффективно реализованы из-за возросшей стоимости электроэнергии и ее дефицита во многих регионах России. Высокие тарифы на электроэнергию в значительной мере обусловлены монопольным положением электроэнергетической отрасли. Актом антимонопольной борьбы стало выделение крупных электростанций из состава региональных энергосистем, что создало некоторые предпосылки для формирования конкуренции среди продавцов энергии на оптовом рынке. Однако продавцы электроэнергии, будучи дочерними компаниями РАО "ЕЭС России", им и контролируются, а существующий механизм функционирования оптового рынка не создает реальных основ для конкуренции [4]. Учитывая очень высокую стоимость основных фондов электроэнергетической отрасли и хронический недостаток средств для ее коренной модернизации, можно предположить, что ситуация на рынке электрической энергии в ближайшие 10—15 лет в лучшую сторону не изменится.

В странах с нормальной экономикой, где механизм кооперации хорошо отлажен, предложение о домоле клинкера на заводах ЖБИ можно было бы воспринять как абсурдный призыв к натурализации производства. Однако при существующих в РФ экономических условиях перенесение завершающего технологического передела в производстве цемента на завод железобетонных изделий может дать ощути-

мый экономический эффект. Реализация такого предложения возможна, если каким-либо образом снизить стоимость энергозатрат, связанных с домолом клинкера.

Решение проблемы энергообеспечения помола клинкера на заводах ЖБИ возможно двумя путями. Первый из них наиболее универсален. В соответствии с ним предлагается дополнить котельную ЗЖБИ котлом, позволяющим получать пар для обеспечения работы относительно небольшой паровой турбины мощностью 500—1000 кВт. Ее можно использовать для механического привода одной-двух заводских мельниц, пригодных для помола клинкера. При этом необходимо использовать дополнительную согласующую одноступенчатую передачу между турбиной и стандартным редуктором шаровой мельницы.

Основанием для такого неординарного решения является то обстоятельство, что стоимость единицы механической работы, получаемой от преобразования энергии топлива по циклу "топливо — котельный агрегат — паровая турбина — мельница", в настоящее время существенно ниже единицы работы, получаемой по схеме "электроэнергия внешнего поставщика — электродвигатель — мельница". Причина этого очевидна — вследствие сложившихся ценовых диспропорций стоимость единицы энергии, заключенной, например, в природном газе, в 2,5—3 раза ниже, чем стоимость единицы электроэнергии. Не слишком высокий КПД турбин небольшой мощности компенсируется возможностью использования пара, отработанного в турбине, для обеспечения теплом других заводских технологических процессов. Наша оценка показывает, что в этом случае себестоимость помола клинкера будет в 1,7—2 раза ниже, чем при использовании мельниц с электроприводом.

Излагаемый ниже второй вариант энергообеспечения применим в регионах, имеющих подходящие месторождения геотермальной энергии. Такие место-

рождения есть во многих районах Северного Кавказа, Западной и Восточной Сибири, на Камчатке и др. Более 15 лет геотермальная энергия используется, например, для теплофикации некоторых населенных пунктов в Дагестане. Применение геотермальной энергии на заводах ЖБИ для производства энергоемкой продукции удобно тем, что, помимо мощного механического оборудования, эта энергия может быть использована здесь для обеспечения тепловой энергией всего основного производства [5].

Домол клинкера на мельнице с приводом от паровой турбины, снабжаемой паром от геотермальной станции, т.е. без затрат электроэнергии, выгоден. Из мировой практики известно, что электроэнергия, полученная преобразованием геотермальной энергии, на 30—70% дешевле энергии, производимой обычной ТЭС. Следовательно, единица механической энергии, получаемой от геотермальной станции, тем более имеет меньшую стоимость, поскольку при использовании прямого привода дробилок и мельниц отсутствует необходимость применения дорогостоящего преобразования энергии "турбина — генератор — электродвигатели мехоборудования".

Проведем оценку необходимой тепловой мощности геотермального месторождения, на базе которого возможно производство железобетонных изделий. Примем мощность среднего завода сборных ЖБИ равной 150 тыс. м^3 в год. Для оценочных расчетов полагаем, что на заводе производятся типовые изделия из бетона класса В30 с использованием портландцемента марки 500 при нормальном расходе 350 кг цемента на 1 м^3 бетона.

При указанной мощности за вода потребность в цементе на год составит примерно 52 500 т. При норме рабочих часов 6200 в год берем суммарную производительность мельниц для помола клинкера 225 т в сутки, или 9,4 т/ч. Для помола клинкера обычно используют шаровые мельницы с непрерывным цик-

лом. Удельный расход электроэнергии для привода такого оборудования при тонком помоле сырья в среднем равен $85 \text{ кВт}\cdot\text{ч}/\text{т}$ [6]. Следовательно, необходимая мощность механического привода помольного оборудования составит 800 кВт, что при использовании паровой турбины с обеспечением паром низкого давления от геотермальной станции должно заместить около 5 млн $\text{кВт}\cdot\text{ч}$ электроэнергии в год.

Для привода крупных смесителей и бетономешалок может быть использована еще одна турбина меньшей мощности, например на 100—150 кВт. Это дополнительно сэкономит 600—800 тыс. $\text{кВт}\cdot\text{ч}$ электроэнергии в год. Таким образом, стоимость сэкономленной электроэнергии для работы механического оборудования завода суммарной мощностью 900 кВт в ценах на конец 1996 г. составит более 3 млрд руб.

Для обеспечения работы турбин с указанной механической мощностью геотермальная станция должна обеспечивать тепловую мощность в десять раз большую (около 9 МВт), так как только 10% этой энергии можно преобразовать в полезную механическую мощность. Эта величина в теплотехнике считается вполне приемлемой для работы турбины от низкопотенциального источника тепла, каковым считается геотермальная вода с температурой 80—100°C. Однако низкий КПД процесса преобразования тепла в механическую энергию турбин компенсируется большим количеством относительно дешевой низкопотенциальной тепловой энергии. Для снабжения паровой турбины паром необязательно использовать теплообменный контур с низкокипящим теплоносителем. Технически более простой вариант — применить дополнительный подогрев воды геотермального источника до необходимых параметров. Выбор технического решения зависит от конкретных условий.

В рассмотренных случаях такое важное достоинство электро-

энергии, как возможность ее универсального применения и простого распределения между различными потребителями, не играет особой роли. Когда имеются стабильные потребители механической энергии, а именно — мощное дробильно-помольное оборудование завода, которое должно работать большую часть года с минимальными перерывами, наиболее важна низкая стоимость используемой механической энергии, а не привычность применения электроэнергии и ее универсальность.

Выше было показано, что ситуация в электроэнергетике в ближайшие 10—15 лет принципиально в лучшую сторону не изменится, поэтому умеренные капитальные затраты на модернизацию дробильно-помольного оборудования с целью перевода его на тепломеханический привод вполне допустимы. За время переходного периода в электроэнергетике модернизированное оборудование успеет отработать амортизационный срок, и инвестиционные затраты не только окупят себя, но и дадут предприятию прибыль.

Библиографический список

1. Наназашвили И.Х. Строительные материалы, изделия и конструкции. Справочник. — М.: Высшая школа. — 1990. — 495 с.
2. Шестоперов С.В., Иванов Ф.М., Саталкин А.В. и др. Цементный бетон в дорожном строительстве. — М.: Дориздат. — 1950. — 136 с.
3. Долгополов Н.Н., Феднер Л.А., Суханов М.А. Некоторые вопросы развития технологии строительных материалов // Строительные материалы. — 1994. — № 1. — С. 5—6.
4. Любимова Е.В. Реформирование российской электроэнергетики // ЭКО. — 1995. — № 6. — С. 3—12.
5. Федоров В.Т., Кокоев М.Н. Возможности применения геотермальной энергии в производстве строительных материалов // Строительные материалы. — 1996. — № 5. — С. 2—3.
6. Севостьянов В.В., Таргонский И.И., Романович А.А., Гончаров А.А. Энергосберегающие помольные агрегаты с внутренним рециклом измелчаемых материалов // Стекло и керамика. — 1993. — № 4. — С. 28—30.

В.А. ЗУБКОВ, канд. техн. наук (Самарская государственная архитектурно-строительная академия)

Совершенствование ультразвукового метода определения прочности бетона

Основным недостатком ультразвукового метода определения прочности бетона является неустойчивая связь скорости распространения ультразвука с прочностью бетона. Неустойчивость связи объясняется тем, что на скорость, кроме прочности, влияют многие факторы, и степень их влияния иногда выше, чем прочность. Экспериментальные исследования [1...3] показывают, что наибольшее влияние на зависимость "скорость — прочность" оказывают количество и вид крупного заполнителя. Исключить в некоторой степени это нежелательное явление на устойчивость связи "скорость — прочность" можно, если рассматривать бетон как неоднородный материал.

В зависимости от назначения бетона и задаваемых ему прочностных характеристик соотношение между цементом, песком, щебнем и водой бывает различным. Кроме обеспечения требуемой прочности, состав бетона зависит от технологии изготовления железобетонных изделий. При кассетной технологии производства необходима большая пластичность бетонной смеси, что достигается повышенным расходом цемента и воды. Соответственно увеличивается растворная часть бетона.

При стендовой технологии, особенно если требуется немедленная распалубка, используются жесткие смеси с пониженным расходом цемента. Относительный объем крупного заполнителя при этом возрастает. Следовательно, при одних и тех же прочностных характеристиках бетона его состав может изменяться в широких пределах. На структурообразование бетона влияет технология изготовления изделий: качество перемешивания бетонной смеси, характер ее

транспортировки, уплотнения, термовлажностной обработки во время твердения.

На свойства затвердевшего бетона оказывает влияние множество факторов, причем данное влияние неоднозначно и носит случайный характер. Этим объясняется высокая степень неоднородности бетона как по составу, так и по свойствам. Неоднородность и различные свойства бетона отражаются и на его акустических характеристиках.

В настоящее время, несмотря на многочисленные попытки, еще не разработаны единая схема и теория распространения ультразвука через бетон, что объясняется в первую очередь наличием указанных выше факторов. Такое положение усугубляется и тем, что еще не разработана общая теория распространения ультразвуковых колебаний через материал с высокой степенью неоднородности. Только поэтому скорость ультразвука в бетоне определяют как для однородного материала по формуле

$$V = L/t, \quad (1)$$

где L — путь, пройденный ультразвуком; t — время, затраченное на прохождение данного пути.

Рассмотрим более подробно схему распространения импульсного ультразвука через бетон, как через неоднородный материал. Но вначале ограничим область, в которой будут справедливы наши рассуждения, тем, что примем наиболее распространенный на заводах ЖБИ и стройках состав бетонной смеси, состоящей из цемента, речного песка, крупного заполнителя и воды. При этом будем считать, что прочность крупного заполнителя выше, чем прочность бето-

на. Это справедливо при использовании в качестве крупного заполнителя известняка, мрамора, гранита, доломита и других пород с прочностью порядка 40 МПа и более. Условно примем, что затвердевший бетон состоит из двух компонентов: относительно однородной растворной части с плотностью ρ_1 и скоростью ультразвука V_1 и крупного заполнителя с ρ_2 и V_2 .

С учетом отмеченных допущений и ограничений затвердевший бетон можно рассматривать как твердую среду с акустическим импедансом

$$\rho_1 V_1 < \rho_2 V_2; \quad V_1 < V_2. \quad (2)$$

Рассмотрим схему распространения головной ультразвуковой волны от излучателя к приемнику через затвердевший бетон с толщиной слоя L (рис. 1).

Головная ультразвуковая волна от излучателя в первую очередь попадает в контактный слой, расположенный между излучающей поверхностью и бетоном. Пройдя через контактный слой (за время t_0), ультразвуковая волна частично отражается в обратном направлении, а остальная часть войдет в бетон. Войдя в толщу бетона, головная волна начнет распространяться в растворной части бетона на площади, соответствующей диаметру излучателя. Пройдя определенное расстояние ΔL_i через время Δt_i , головная волна на определенной площади встретит одну или несколько гранул крупного заполнителя, частично от них отразится, а большая часть войдет в гранулы и начнет в них распространяться. Между гранулами волна будет продолжать распространяться по растворной части.

Учитывая принятое условие, что скорость ультразвука в ма-

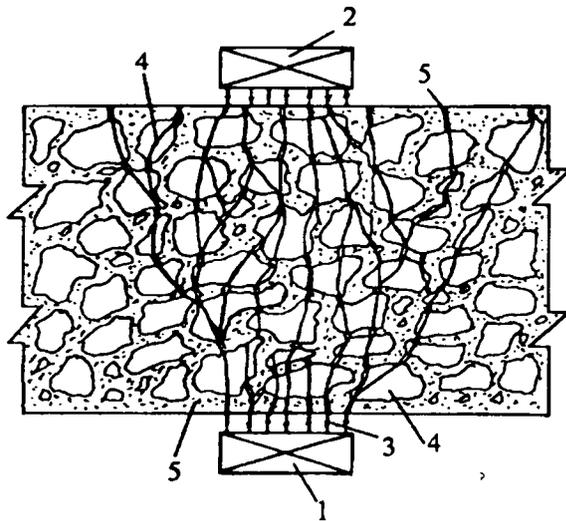


Рис. 1. Схема распространения головной ультразвуковой волны в бетоне
1 — излучатель; 2 — приемник; 3 — контактный слой; 4 — распространение волны в гранулах; 5 — распространение волны в растворной части

териале крупного заполнителя больше, чем в растворной части, расстояние d , равное усредненному значению диаметра щебня, первой пройдет волна, которая распространялась через гранулы со скоростью V_2 , а волна, прошедшая через растворную часть, будет запаздывать.

Пройдя через первые гранулы крупного заполнителя, волна подойдет к границе раздела с растворной частью, частично отразится, а частично войдет в нее. При этом гранулы, через которые прошла головная волна, в дальнейшем можно рассматривать как элементарные сферические источники излучения ультразвуковой волны в растворную часть бетона, к которой можно применить принцип Гюйгенса. Пройдя по раствору минимальное расстояние между соседними гранулами, головная волна войдет в них и начнет по ним распространяться, превращая их в очередные элементарные источники. Таким образом, через время t , пройдя всю толщину бетона L и второй контактный слой, головная волна попадет в приемник, где преобразуется в электрический сигнал.

Из рассмотренной схемы следует, что головная волна от излучателя к приемнику распространяется по пути, проходящему через гранулы крупного заполнителя и растворную часть, со-

единяющую эти гранулы, причем этот путь определяется из условия минимума затраченного времени t . Отсюда время t равно

$$t = t_1 + t_2, \quad (3)$$

где $t_1 = \sum \Delta t_1$ — время, затраченное на прохождение растворной части, соединяющей гранулы; $t_2 = \sum \Delta t_2$ — время, затраченное на прохождение через гранулы.

Пройденный ультразвуком путь L равен

$$L = l_1 + l_2, \quad (4)$$

где $l_1 = \sum \Delta l_1$ — общий путь, пройденный головной волной через растворную часть; $l_2 = \sum \Delta l_2$ — общий путь, пройденный головной волной через гранулы.

Полное расстояние L , которое пройдет головная волна, может быть больше геометрического расстояния между излучателем и приемником, поскольку волна распространяется по пути максимальной скорости, а не по минимальному геометрическому расстоянию. Время, затраченное ультразвуком на прохождение через контактные слои, необходимо вычитать из общего измеренного времени.

Волны, которые следуют за головной, также распространяются по пути максимальной скорости, но при своем движении будут встречать волны, отраженные от границ раздела гранул крупного заполнителя и растворной части. Если диаметр гранул окажется равным длине волны или ее половине, то внутри гранулы может возникнуть акустический резонанс. Эффект интерференции и резонанса можно наблюдать при спектральном анализе пачки ультразвуковых волн, прошедших через бетон с различной крупностью заполнителя.

Рассмотренная выше схема распространения головной волны импульсного ультразвука справедлива только для бетонов с указанными свойствами, т.е. механическая прочность и скорость распространения ультразвука в материале гранул крупного заполнителя превышают соответствующие показатели в растворной части бетона. Такими свойствами обладает большинство бетонов, применяемых на заводах ЖБИ и строительных площадках, в которых используется щебень из известняка, мрамора, гранита. Для керамзитобетона, пенобетона, бетона с туфовым заполнителем схема распространения ультразвука может быть другой.

Увеличение скорости ультразвука в бетоне с более крупным заполнителем также объясняется данной схемой, поскольку с возрастанием диаметра удлиняется путь прохождения ультразвука через материал заполнителя. Из рассмотренной схемы можем записать

$$l_1 = L - l_2, \quad (5)$$

$$t_1 = t - t_2, \quad (6)$$

где L , t — общий путь, пройденный ультразвуком, и затраченное время; l_1 , t_1 — путь, пройденный ультразвуком в растворной части бетона, и затраченное время; l_2 , t_2 — путь, пройденный ультразвуком в гранулах крупного заполнителя, и затраченное время.

Скорость ультразвука в растворной части бетона V_1 определяется из уравнения

$$V_1 = l_1 / (L/V - l_2/V_2), \quad (7)$$

где V — усредненная скорость распространения ультразвука в бетоне; V_2 — скорость распространения ультразвука в материале крупного заполнителя (принимается справочное или измеряется экспериментально).

Величины l_1 и l_2 с определенной степенью приближения можно принять пропорционально отношению объемной массы бетона G ($\text{кг}/\text{м}^3$) к расходу щебня Π ($\text{кг}/\text{м}^3$) с коэффициентом 1,1, учитывающим распространение ультразвука не по кратчайшему пути, а по наименьшему времени:

$$l_1/l_2 = (G - 1,1\Pi)/1,1\Pi. \quad (8)$$

При обследовании зданий и сооружений, когда неизвестен состав бетона, величины l_1 и l_2 можно определить по следующей методике.

На участке железобетонной конструкции размером 300×300 мм с помощью шлифовальной машинки обнажается структура бетона на глубину до 5 мм и наносятся 5 горизонтальных линий. На каждой линии длиной 200 мм определяется сумма отрезков, прошедших через гранулы на длине в 1 м. Эту величину необходимо умножить на коэффициент 1,1, учитывающий, что не все гранулы были обнажены при шлифовке. Зная распределение гранул крупного

заполнителя на длине в 1 м, можно определить величины l_1 и l_2 на участке L , равном базе прозвучивания.

Для экспериментального подтверждения рассмотренной схемы были изготовлены бетонные призмы размером $100 \times 100 \times 400$ мм, в которых количество крупного заполнителя по длине изменялось от 10 до 80% объема бетона. Скорость ультразвука определяли в поперечном направлении призмы через 10 мм. Изменение скорости распространения ультразвука по длине призмы в зависимости от количества крупного заполнителя приведено на рис. 2.

При использовании предложенной схемы прочность бетона определяется по уравнению

$$R_c = abV_1^{3,75}, \quad (9)$$

где a — коэффициент, учитывающий материал крупного заполнителя (для дробленого гравия, известняка и гранита его принимают равным соответственно 0,9; 1 и 1,2); b — градуировочный коэффициент; V_1 — скорость ультразвука в растворной части бетона.

Библиографический список

1. Джонс Р., Фэкэоару И. Неразрушающие методы испытания бетонов. М.: Стройиздат, 1974.
2. Зубков В.А. Определение прочности бетона. М., АСВ, 1996.
3. Рапопорт Ю.М. Ультразвуковая дефектоскопия строительных деталей и конструкций. Л.: Стройиздат, 1975.

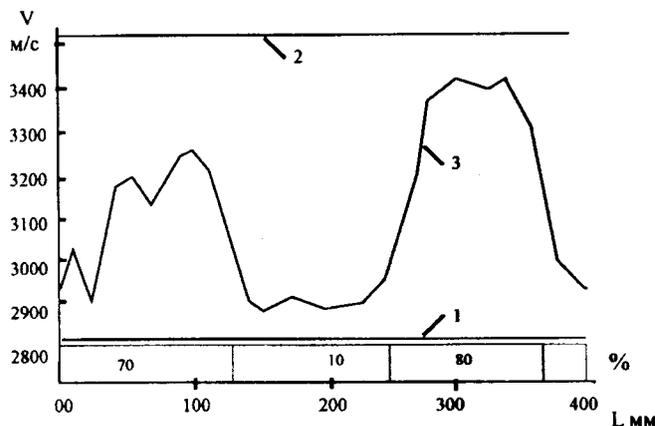


Рис. 2. Зависимость скорости ультразвука в бетоне от количества крупного заполнителя 1 — скорость ультразвука в затвердевшем растворе; 2 — скорость ультразвука в материале крупного заполнителя; 3 — скорость ультразвука в бетоне в различных сечениях по длине призмы

МОДИФИКАТОР БЕТОНА МБ-01 (ТУ 5743-049-02495332-96)

Представляет собой композиционный материал на основе микрокремнезема, суперпластификатора и регулятора твердения.

Отпускная форма — порошок насыпной плотностью 750—800 $\text{кг}/\text{м}^3$.

Поставляется в мягких контейнерах по 750—1000 кг, в бумажных мешках по 30 кг и насыпью в железнодорожном и автомобильном транспорте, приспособленном для перевозки цемента.

Поставщик: "Предприятие МБ", 109428, г. Москва, 2-я Институтская ул., дом 6, НИИЖБ, лаборатория 18; тел. 171-05-73, тел./факс 174-76-06

С.А. БЕЛОВ, канд. техн. наук, Л.П. КОХМАНСКАЯ, инж. (Гипротеатр)

Опыт эксплуатации перекрестно-ребристой железобетонной конструкции покрытия театра

В г. Южно-Сахалинске в 1964 г. по проекту ГПИ Гипротеатр было возведено здание драматического театра, зрительный зал и сценическая коробка которого были перекрыты сборно-монолитными предварительно напряженными перекрестно-ребристыми конструкциями размерами 21x18 и 15x18 м.

В соответствии с проектом был принят следующий порядок монтажа покрытий. На монтажные подмости устанавливались с зазором 8 см тонкостенные железобетонные элементы-кессоны размером 292x292x115 см (*h*) с толщиной стенок и верхней плиты 6 см. В покрытии зала крайние кессоны наружными стенками опирались на нижние полки обвязочных балок железобетонного каркаса, а в покрытии сцены кессоны опирались на обвязочные балки сверху. В зазорах в обоих направлениях укладывались арматурные стержни \varnothing 32 мм из стали класса А-III (по 4 стержня в коротком и по 3 стержня в длинном направлении), на концах которых были предусмотрены хвостовики с резьбой для натяжения. Для восприятия усилий от преднапряжения арматуры в местах пересечения зазоров устанавливали крестовые бетонные шпонки на высоту 80 см; кроме этого, бетонировались швы между кессонами и обвязочными балками. С учетом внецентренности обжатия закладные детали кессонов в верхних углах соединялись стержнями на сварке.

После поэтапного натяжения арматуры гидравлическими домкратами все кессоны покрытий поднялись над опорами. Зазоры между кессонами были замоноличены мелкозернистым бетоном марки 200. Весьма подробно эта конструкция и порядок ее возведения описаны в работе [1].

Весь последующий период после сдачи в эксплуатацию здание использовали по прямому назначению, однако в последние годы по ряду технических причин зрительный зал и сцену пришлось закрыть, а в конце 1996 г. было проведено обследование несущих и ограждающих конструкций с целью определения объема и характера ремонтных или реконструктивных работ.

Подготовить техническое заключение о состоянии кессонных покрытий театра и дать рекомендации о возможности их дальнейшей эксплуатации было поручено институту Гипротеатр как генеральному проектировщику объекта.

Ознакомление с материалами визуального и инструментального обследования покрытия сцены дало основание сделать вывод о том, что его состояние крайне неблагоприятное по следующим причинам: низкая прочность бетона монолитных швов; повышенная деформативность покрытий по сравнению с параметрами, заложенными в проекте; наличие большого числа вертикальных трещин в ребрах сборных элементов; расслоение бетона монолитных швов и кессонов с образованием обширных

зазоров раскрытием до 10 мм; коррозия рабочей арматуры в зонах интенсивного увлажнения, вызванного протечками кровли.

Перечисленные дефекты, снижающие прочность, жесткость и общую надежность покрытий, являются следствием конструктивных особенностей системы, отступлениями от проектных требований, допущенными при возведении, а также неудовлетворительной эксплуатацией сооружения.

К недостаткам конструкции, в частности, следует отнести ее большой собственный вес (550 кг/м²), сложность обеспечения проектной величины преднапряжения арматуры при ее натяжении на гибкий контур или весьма податливую систему кессонов, соединенных поверху накладками и имеющих в угловых зонах бетонные шпонки, необходимость обязательного сохранения строительного подъема на весь период эксплуатации.

Далее, по имеющейся информации [1], при натяжении арматуры домкратами в вертикальных вутах наружных стенок крайних кессонов появились трещины от деформаций среза, в результате чего величина преднапряжения составила немногим более 50% проектной (примерно 1500 кг/см² вместо 2500—2800 кг/см²). Бетонирование зазоров производилось в холодное время года без прогрева, что, по видимому, сказалось на конечной прочности и долговечности монолитного пескобетона.

В процессе эксплуатации первоначального строительного уклона для стока воды оказалось недостаточно, и на кровле были выполнены дополнительная разуклонка из асфальтобетона толщиной 8—18 см и нескольких слоев гидроизоляции, что увеличило постоянную нагрузку на 350—400 кг/м². Однако протечки продолжались, что разрушало недостаточно плотный бетон в швах и вызывало коррозию арматуры.

Особое беспокойство вызвали значительные вертикальные перемещения покрытий. Прогиб покрытия зала в настоящее время составляет 6,7 см, или 1/270 меньшего пролета (измерение производилось летом, т.е. при отсутствии снеговой нагрузки), а прогиб покрытия сцены — 2,2 см, или 1/680 пролета. Действующий СНиП 2.01.07—85 "Нагрузки и воздействия" (Дополнения. Раздел 10. Прогибы и перемещения, таблица 19, п. 2а) устанавливает предельный прогиб для балочных перекрытий пролетом 12—24 м в 1/250 пролета, т.е. покрытие зала практически исчерпало лимиты перемещений.

Здесь имеет смысл еще раз подчеркнуть, что изгибаемые преднапряженные железобетонные конструкции, включающие сборные элементы и монолитные швы, надежно работают только в условиях обжатия бетона в нижней зоне, т.е. при наличии строительного подъема от натяжения арматуры. Исчерпание подъема привело к расслоению конструкции, что является серьезным дефектом.

Для анализа напряженного состояния конструкций нами были выполнены их поверочные расчеты на действие основных и особых расчетных сочетаний нагрузок. При этом варьировались величины нагрузок (проектные, фактические на период обследования, предполагаемые на дальнейшую эксплуатацию) и жест-

костей балочных элементов (отсутствие или наличие трещин, различная степень участия монолитного бетона в швах в работе таврового сечения). Результаты расчетов покрытия зала показали следующее.

Проектная нагрузка составляет примерно 1,2 т/м², не считая вертикальной составляющей сейсмического воздействия. При упругом расчете на эти нагрузки средние балки короткого направления перегружены примерно на 10%, средняя балка длинного направления недогружена примерно на 30%, балки 2 и 3-го рядов обоих направлений имеют запас прочности от 20 до 60%. При расчете системы в пластической стадии, в соответствии с [2], прочность всех балок обеспечена.

Фактическая нагрузка на период обследования составляет примерно 1,65 т/м² плюс сейсмика. Упругий расчет показывает существенную (до 50%) перегрузку средних балок короткого направления, и система сохраняет относительно стабильное состояние только за счет перераспределения моментов с этих балок на менее нагруженные обоих направлений. Однако очевидно, что в процессе такого перераспределения усилий образовались пластические шарниры, и покрытие получило прогиб, близкий к предельному по нормам.

Если имеющуюся кровлю заменить на облегченную, нагрузка составит примерно 1,15 т/м² плюс сейсмика, и усилия в балках будут соответствовать первоначальному (проектному). Однако из-за потери предварительного напряжения арматуры ожидать заметного уменьшения прогиба оснований нет.

Выводы

1. Принятая для театра система покрытия в виде перекре-

стных железобетонных балок двух направлений является в принципе надежной и долговечной. Однако конструктивное исполнение системы (сборные кессоны, тонкие монолитные швы) и способ предварительного натяжения арматуры, предопределившие ее экспериментальный характер, требовали при проектировании и реализации необходимости учета большого числа факторов, а также тщательного контроля всех операций. К сожалению, избежать ошибок в проекте, при возведении и в процессе эксплуатации не удалось.

2. Совокупность негативных факторов (величина прогиба, наличие многочисленных трещин в ребрах и раскрытие зазоров вдоль швов, состояние монолитного бетона и арматуры) свидетельствует о том, что эксплуатационные качества конструкций покрытий в значительной мере утрачены и практически не поддаются восстановлению.

3. Заказчику дана рекомендация срочно заменить существующую кровлю на облегченную, что обеспечит стабильное состояние покрытий на срок не более 5 лет. В целях безопасности поставлено условие регулярного осмотра конструкций снизу и геодезического контроля за деформациями не менее двух раз в год.

4. В случае капитального ремонта или реконструкции здания театра рекомендовано заменить существующие покрытия новыми.

Библиографический список

1. Попов А.А., Рабинович В.Г. Пути совершенствования перекрестно-ребристых железобетонных конструкций // Сборник научных трудов "Пространственные конструкции". Ред. Герасимов И.Д. — Высшая школа. — М., 1967. — С. 392—397.

2. Смирнов С.Б. Расчет покрытий из перекрестных железобетонных балок в пластической стадии // Бетон и железобетон. — 1969. — № 2. — С. 24—27.

Е.М. БАБИЧ, д-р техн. наук, проф., Ю.А. КРУСЬ, канд. техн. наук (Украинская государственная академия водного хозяйства)

Использование энергетических соотношений при определении малоциклового усталости бетона

Анализ временных нагрузок, действующих на строительные конструкции, здания и сооружения, показывает, что большинство из них (снеговые, ветровые, ледовые при прорыве затворов, вызываемые волнобоями и землетрясениями, швартовые и ударные от судов, обрушения в силосах элеваторов для хранения сыпучих материалов, нагрузки на перекрытия от веса людей и ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования, от веса складированных материалов, давление от гидравлического удара в период нормальной эксплуатации и др.), имеют малоцикловый характер, количество повторений которых за гарантированный срок службы составляет десятки или сотни раз (во всех случаях меньше 2×10^6 циклов). В соответствии с современными представлениями особенностью такого рода нагружений является возможность периодического возникновения в материалах напряжений высоких уровней, превышающих т.н. "критические" величины, когда возможно прогрессирующее накопление повреждений и последующее хрупкое разрушение конструкции, и приближающихся к прочности при однократном нагружении. Малоцикловые нагрузки могут привести к тяжёлым последствиям, вплоть до аварии здания или сооружения. Вместе с тем, имеющихся экспериментальных данных и разработанных на их основе рекомендаций по проблеме работы материалов и конструкций при таких нагружениях существенно недостаточно для обобщения знаний и учёта малоцикловых нагрузок при расчёте строительных конструкций в нормативных документах. Сопротивление малоциклового усталости является самостоятельной прочностной характеристикой и должно войти в практику механических испытаний материалов, обладающих упруго-пластическими свойствами.

В настоящих исследованиях явление наступления предельного состояния от циклического разупрочнения материала при прогрессирующем росте пластической деформации будем называть малоциклового усталостью. Под кривой усталости будем понимать график, характеризующий зависимость между максимальными напряжениями σ_b (уровнями напряжений η_b) и циклической долговечностью N . Кривая приближается к максимальному напряжению $\sigma_{b,ср}$ (уровню напряжений $\eta_{b,ср}$), когда ещё не происходит усталостное разрушение до базы испытаний $N_{ср}$, называемому пределом (относительным пределом) малоциклового усталости.

В комплексе целевых исследований механических свойств бетона и железобетона изучали малоциклового усталость тяжёлого цементно-песчаного и на крупных заполнителях бетонов (соответственно мелкозернистый бетон МЗБ и крупнозернистый - КЗБ) при высоких уровнях повторных статических нагружений центральным сжатием.

Призмы из МЗБ и КЗБ размерами соответственно $4 \times 4 \times 4$ и $10 \times 10 \times 40$ см испытывали однократной (соответственно 33 и 4 шт.) и циклической (соответственно 17 и 16 шт.) кратковременными нагрузками. Состав МЗБ (расход материалов на 1 л: цемента - 400, песка - 1500, воды - 200 г) был принят как для стандартных образцов-балочек при определении предела прочности це-

мента на изгиб и сжатие. Состав КЗБ подбирался таким образом, чтобы получить бетонную смесь, равную подвижности МЗБ (осадка конуса 7...8 см), а экспериментальные образцы обоих составов имели бы близкие значения прочности. В результате дозировка компонентов на 1 м^3 КЗБ была следующей: цемента - 340, песка - 665, щебня - 1150 кг, воды - 150 л. Образцы изготавливались в горизонтальных металлических формах и твердели в естественных температурно-влажностных условиях испытательной лаборатории.

Исследование работы призм из МЗБ и КЗБ проводили соответственно в специально изготовленной пружинной установке и в гидравлическом прессе. Циклы загрузки и разгрузки выполняли ступенями, равными 0,1 от разрушающей нагрузки при её однократном приложении, в мягком режиме (т.е. при заданной амплитуде напряжений) с постоянной скоростью ($0,6 \pm 0,2$) МПа/с и 4...5 - минутной выдержкой на каждом уровне. Во избежание заметного влияния естественного изменения механических свойств бетонов на результаты в пределах времени выполнения экспериментов исследования проводили в зрелом возрасте: соответственно 410...536 (МЗБ) и 143...178 суток (КЗБ). Испытание каждого из опытных образцов осуществляли на протяжении 1...14 часов путём непрерывного нагружения с размахом уровней напряжений $\eta_b - \eta_n = 0,82...0,96$ и неизменной характеристикой циклов $\rho = \eta_n / \eta_b = 0$ (η_n и η_b - соответственно нижний и верхний уровни напряжений) до разрушения, при котором фиксировали количество циклов.

Параметры упруго-пластического деформирования бетонов при монотонном нагружении и результаты испытаний призм на малоциклового усталость приведены в табл. 1.

Таблица 1

η_b	N , циклов	η_b	N , циклов	η_b	N , циклов
Цементно-песчаный бетон					
$R_b=20,98 \text{ МПа}; E_0=35,66 \times 10^3 \text{ МПа}; \nu_R=0,949; \epsilon_R=62,00 \times 10^{-5}$					
0,96	6;6	0,93	5;23	0,90	25;>100;>300
0,95	2;4;5;11	0,92	54	0,88	38
0,94	13;18	0,91	54	0,87	>500
Бетон на крупных заполнителях					
$R_b=20,2 \text{ МПа}; E_0=35,68 \times 10^3 \text{ МПа}; \nu_R=0,539; \epsilon_R=105,04 \times 10^{-5}$					
0,95	3;7	0,90	14	0,86	17;43
0,93	2;5	0,89	3;7;16;31	0,82	42
0,92	7	0,88	24		
0,91	8	0,87	8		

Аппроксимацию кривых малоциклового усталости МЗБ и КЗБ при коэффициентах вариации $V=1,83$ и $2,87\%$ и показателях точности $P=0,49$ и $0,72\%$ соответственно осуществляли дробно-степенной функцией вида

$$\eta_b = 1 - p(N^q - 1)/N^q, \quad (1)$$

где p и q - постоянные коэффициенты материала, определяемые из условий минимума квадратичных абсолютных отклонений опытной и теоретической кривых. Для МЗБ и КЗБ $p=0,140$ и $0,185$; $q=0,268$ и $0,376$ соответственно.

Предельные значения η_b при $N \rightarrow \infty$ (для МЗБ и КЗБ соответственно $\eta_{b,ок} = 0,860$ и $0,815$) можно считать относительными пределами малоциклового усталости.

В трансформированном виде структура полученной зависимости (1) аналогична аналитическому соотношению Л.Коффина-С.Мэнсона [1,2], полученному по результатам исследований материалов с явно выраженными участками упругой и пластической работы (мягкие стали, алюминиевые сплавы и др.) и с учётом опытов [3] на переменные нагружения при заданных амплитудах напряжений имеющему вид

$$(\sigma - \sigma_b)N^\delta = D, \quad (2)$$

где σ_b - предел текучести при растяжении, δ и D - постоянные характеристики материала.

Применительно к бетону, имеющему в диаграмме деформирования выше упомянутую "критическую" границу напряжений, превышение которой приводит к усталостному разрушению, а также с учётом преобразований, связанных с выполнением аппроксимативной зависимостью граничных условий, а именно - при $N \rightarrow 1$ $\sigma_b \rightarrow R_b$ (однократное нагружение до разрушения), формула (2) может быть записана по-другому

$$\sigma_b = R_b - (R_b - \sigma_{b,ок})/(N^\delta - 1) / N^\delta, \quad (3)$$

где $\sigma_{b,ок}$ - абсолютный предел малоциклового усталости бетона.

Если придание физического смысла фиксированному параметру p формулы (1) не вызвало затруднений (его следует определять для каждого конкретного вида бетона прогнозированием зависимости кривой малоциклового усталости вида (1) при $N \rightarrow \infty$, т.е. $p = 1 - \eta_{b,ок}$), то определение параметра $q = \delta$ сопровождалось оценкой явления малоциклового усталости с позиций энергетической гипотезы Д.Мартина [4], в соответствии с которой исчерпание циклической долговечности наступает в случае достижения суммарной площади петли гистерезиса, связанной с областью т.н. существенных пластических деформаций (для бетона при $\sigma_b \geq \sigma_{b,ок}$), критического значения, подсчитанного по значению рассеянной в единице объёма материала потенциальной энергии при однократном нагружении до разрушения.

Воспользуемся предложенной Р.Ганстоком [5] формулой полной энергии, необходимой для разрушения материала после N циклов,

$$\sum_{k=1}^N W_k = A + BN, \quad (4)$$

где W_k - энергия гистерезиса за один k -й цикл.

Поскольку классическая теория упругости (включая и нелинейную упругость) не различает случаи первого или последующего нагружения [6], то при $W_k = W = const$ соотношение (4) примет вид

$$(W - B)N = A, \quad (5)$$

откуда следует, что константа A характеризует критическую величину энергии (W^*), затраченную на разрушение, а постоянная B определяет величину энергии, идущую на восстановление (уменьшение степени накопленных повреждений).

Для определения удельной энергии $W - B = W_{pl}$, диссипированной единицей объёма за один цикл повторного нагружения, примем во внимание выво-

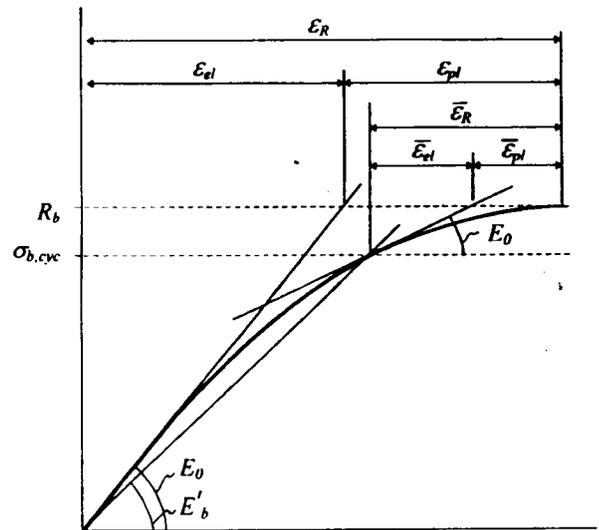


Рис. 1. Схема диаграммы деформирования бетона при осевом сжатии

ды авторов [7] об ответственности за нарушение циклической прочности накопленных пластических деформаций в диапазоне напряжений $\sigma_{b,ок} \dots R_b$ и предложенную в работе [8] зависимость "напряжения - пластические деформации", которая для данного случая будет иметь вид

$$\sigma_b - \sigma_{b,ок} = \beta \bar{\epsilon}_{b,pl}^\alpha, \quad (6)$$

где

$$\beta = \bar{E}_0 \bar{\nu}_R \bar{\epsilon}_R^{1/(1+\bar{\nu}_R)} / (1 - \bar{\nu}_R)^{\bar{\nu}_R / (1+\bar{\nu}_R)}, \quad \alpha = \bar{\nu}_R / (1 + \bar{\nu}_R), \quad (7)$$

$\bar{E}_0, \bar{\nu}_R, \bar{\epsilon}_R$ - параметры упруго-пластического деформирования бетона в области существенных пластических деформаций (рис. 1).

Если для аппроксимации полной диаграммы деформирования бетона воспользоваться соотношением, изложенным в работе [8], вида

$$\sigma_b = E_0 \nu_R \epsilon_R^{(1-\nu_R)} \bar{\epsilon}_{b,ок}^{\nu_R}, \quad (8)$$

где E_0, ν_R, ϵ_R - параметры нелинейности бетона для первой загрузочной ветви от 0 до R_b , то начальный модуль упругости \bar{E}_0 следует определять как тангенс угла наклона касательной к полной диаграмме $\sigma_b \sim \epsilon_b$ в точке с координатами $(\epsilon_{b,ок}, \sigma_{b,ок})$ и вычислять по формуле

$$\bar{E}_0 = d\sigma_b / d\epsilon_b = E_0 \nu_R^2 \epsilon_R^{(1-\nu_R)} \bar{\epsilon}_{b,ок}^{(\nu_R-1)}, \quad (9)$$

Выражение для определения удельной потенциальной энергии W_{pl} запишется в виде

$$W_{pl} = \int_0^{\bar{\epsilon}_{b,pl}} \beta \bar{\epsilon}_{b,pl}^\alpha d\bar{\epsilon}_{b,pl} = \beta \bar{\epsilon}_{b,pl}^{\alpha+1} / (\alpha + 1) \quad (10)$$

или с учётом (6)

$$W_{pl} = (\sigma_b - \sigma_{b,ок})^{\alpha+1} / \alpha \left[\beta^{1/\alpha} (\alpha + 1) \right]. \quad (11)$$

После подстановки (11) в (5) и последующих преобразований получим

$$\left\{ (\sigma_b - \sigma_{b,ок})^{\alpha+1} / \alpha \left[\beta^{1/\alpha} (\alpha + 1) \right] \right\} N = W^*, \quad (12)$$

$$(\sigma_b - \sigma_{b,ок}) N^{\alpha/(1+\alpha)} = \left[W^* \beta^{1/\alpha} (\alpha + 1) \right]^{\alpha+1} \quad (13)$$

Это соотношение совпадает с энергетическим критерием Л.Коффина-С.Мэнсона (2), причём

$$D = \left[W^* \beta^{1/\alpha} (\alpha + 1) \right]^\delta, \quad \delta = (\alpha + 1) / \alpha. \quad (14)$$

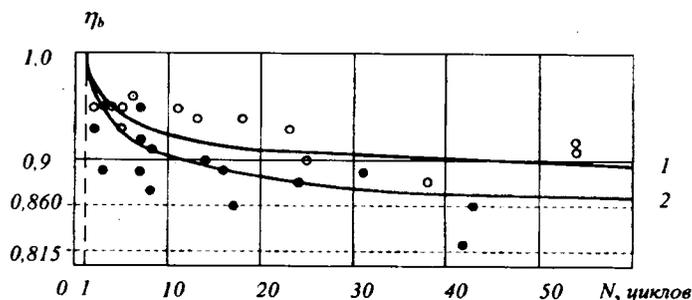


Рис. 2. Графики малоциклового усталости цементно-песчаного бетона (1) и бетона на крупных заполнителях (2)
 о — цементно-песчаный бетон; ● — бетон на крупных заполнителях

Следовательно, с учётом (7) физический смысл постоянного параметра $q \approx \delta$ зависимости (1) в формализованном виде может быть истолкован следующим образом:

$$q = \bar{\nu}_R / (1 + 2\bar{\nu}_R). \quad (15)$$

Таблица 2

Вид материала	Постоянные характеристики материалов		Статистические параметры		Пределы малоциклового усталости $\eta_{b, cyc}$ на базе N_{cyc} циклов			
	p	q	$V, \%$	$P, \%$	100	500	1000	∞
Цементно-песчаный бетон	0,140	0,333	1,91	0,51	0,890	0,878	0,874	0,860
Бетон на крупных заполнителях	0,185	0,332	2,81	0,70	0,855	0,839	0,834	0,815

Исследование области существенных пластических деформаций МЗБ и КЗБ показали соответственно следующие результаты: $\bar{E}_0 = 32,38 \times 10^3$ и $12,19 \times 10^3$ МПа, $\bar{\nu}_R = 0,999$ и $0,986$, $\bar{\epsilon}_R = 9,09 \times 10^{-5}$ и $31,12 \times 10^{-5}$. Правильность принятых в исследованиях предпосылок и сделанных выводов подтверждается хорошей сходимостью опытных значений уровней малоциклового усталости и теоретических величин, рассчитанных по формуле (1) с учётом установленного физического смысла входящих в неё постоянных характеристик материалов (табл. 2, рис. 2).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Coffin L.F., Tavernelli J.F. The cyclic straining and fatigue of metals//Transactions of the Metallurgical Society of AIME. - Oct. 1959. - V. 215. - P. 794-806.
- Manson S.S. Behaviour of materials under conditions of thermal stress//Heat Transfer, Symp. Univ. Mech. Eng. Res. Inst. - 1953. - P. 9-75.
- Halford G.R., Morrow J.D. Low cyclic fatigue in torsion//Proc. Amer. Soc. for Testing and Materials. - 1962. - V. 62. - P. 697-707.
- Martin D.E. An energy criterion for low cyclic fatigue//ASME, J. of Basic Eng. - Ser. D. - 1961. - V. 4. - P. 105-112.
- Hanstock R.F. Damping capacity, strain hardening and fatigue//Proceedings Physical Society. - 1947. - V. 59. - P. 275-287.
- Москвитин В.В. Циклические нагружения элементов конструкций. - М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1981. - 344 с.
- Takeo Y., Yamanouchi H., Yamamoto S. Low cycle fatigue of thin-walled hollow cylindrical specimens of mild steel in uniaxial and torsional test at constant strain amplitude//International Journal of Fracture Mechanics. - 1965. - V. 1. - № 1. - P. 463-474.
- Бабич Е.М., Крусь Ю.А., Гарницкий Ю.В. Новые аппроксимации зависимости "напряжения-деформации", учитывающие нелинейность деформирования бетонов//Изв. вузов. Сер. Строительство. - 1996. - № 2. - С. 39-44.

КОНТРОС-СТРОЙПРИБОР

ПРОИЗВОДИМ И РЕАЛИЗУЕМ

лабораторное оборудование для:

ИСПЫТАНИЯ вяжущих материалов, заполнителей, бетонной и растворной смеси, бетонов
 КОНТРОЛЯ технологических процессов производства сборных и монолитных бетонных
 и железобетонных конструкций

ОБСЛЕДОВАНИЯ строительных конструкций и сооружений

Всего более семидесяти наименований!

Т О Л Ь К О У Н А С !

- УСТРОЙСТВА ЭКСПРЕССНОЙ ОЦЕНКИ АКТИВНОСТИ ЦЕМЕНТА
- УНИВЕРСАЛЬНЫЕ ПРОПАРОЧНЫЕ КАМЕРЫ
- УЛЬТРАЗВУКОВЫЙ ПРИБОР "БЕТОН-22"
- СКЛЕРОМЕТР ОМШ-1 (МОЛОТОК ШМИДТА)
- ЭЛЕКТРОННЫЙ РЕГИСТРАТОР ТЕМПЕРАТУРЫ
- ИНСТРУМЕНТ ДЛЯ ВЫБУРИВАНИЯ КЕРНОВ
- УСТАНОВКИ И УСТРОЙСТВА ДЛЯ ОЦЕНКИ ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ БЕТОНА ПО МЕТОДУ "МОКРОГО ПЯТНА" И ВОЗДУХОПРОНИЦАЕМОСТИ И МНОГОЕ ДРУГОЕ

Телефон: (095) 539-36-03, 176-72-06 Факс: 972-43-67

"СЕМЬ РАЗ ИЗМЕРЬ — ОДИН РАЗ ПОСТРОЙ!"

Оптимизационные модели и алгоритмы расчета прочности железобетонных элементов

Расчет прочности железобетонных элементов в настоящее время выполняется в соответствии с требованиями [1], где для каждого типа сочетания усилий, действующих в сечении, с учетом положения сечения относительно продольной оси элемента (нормальное, наклонное, пространственное) приведены соответствующие формулы для расчета прочности. Пособие [2], составленное в развитие [1], содержит вспомогательные таблицы, ориентированные на "ручной" счет. Однако, такой подход плохо сочетается с возможностями современного компьютерного моделирования.

Вместе с тем, все задачи расчета прочности, представленные в [1] и [2], обладают достаточной общностью, а именно: в каждой из них, при заданных усилиях, габаритных размерах сечения, классах бетона и арматуры, необходимо найти минимальную площадь сечения рабочей арматуры, при которой обеспечиваются условия прочности, а также параметрические и конструктивные ограничения, предусмотренные в [1].

Такая формулировка задачи расчета прочности вполне соответствует задаче нелинейного математического программирования (НМП), как она представлена, например, в [3]:

$$\min \left\{ \Phi(\bar{x}) \mid g_i(\bar{x}) \geq 0, i = 1, \dots, q; h_j(\bar{x}) = 0, j = 1, \dots, P \right\}. \quad (1)$$

Здесь: $\bar{x} = x_i (i = 1, \dots, n)$ - n -мерный вектор неизвестных переменных; $\Phi(\bar{x})$ - скалярная, в общем случае - нелинейная функция всех или нескольких переменных x_i ; $g_i(\bar{x}), h_j(\bar{x})$ - скалярные, в общем случае - нелинейные функции всех или некоторых переменных, образующих системы ограничений, соответственно, в форме неравенств и равенств.

Важно отметить, что формализация широкого класса задач прочности в форме оптимизационной модели (1) позволяет при построении соответствующих вычислительных алгоритмов пользоваться достаточно общими зависимостями, описывающими напряженно-деформированное состояние арматуры и бетона в сечении, без дополнительных упрощений, обусловленных ограниченными возможностями "ручного" счета.

В настоящей статье для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III вводится модифицированный график зависимости напряжения в продольной арматуре σ_s от относительной высоты сжатой зоны бетона ξ , представленный на рис. 1 (кривая 1). В отличие от известного упрощенного графика, приведенного в [4] и используемого в [1], на отрезке $\xi \in [\xi_R, 1]$ напряжения $\bar{\sigma}$ описываются не прямой, а ломаной линией с точкой перелома в $\xi = \omega$. Тем самым, обеспечивается лучшее совпадение с точной формулой напряжений [4].

Здесь: $\bar{\sigma} = \frac{\sigma_s}{R}$ - приведенное напряжение в арматуре, расположенной у растянутой или менее сжатой грани элемента.

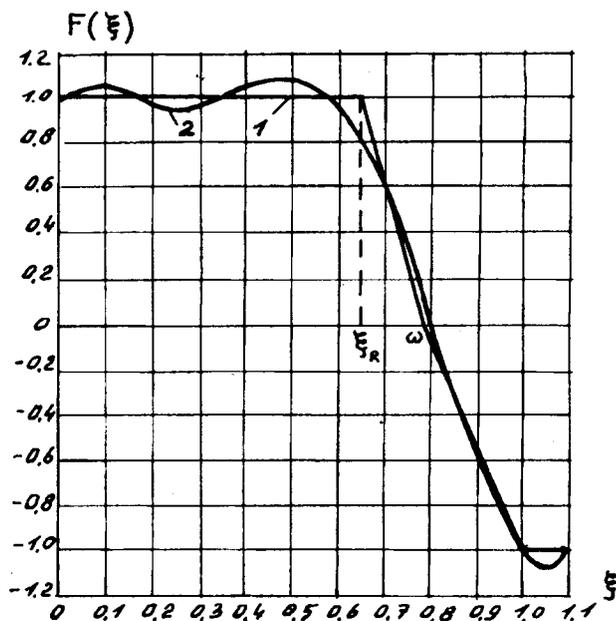
Кроме того, для определения напряжений в продольной арматуре используется единое выражение

$$\sigma_s = R_s \cdot F(\xi), \quad \xi \in [0, 1], \quad (2)$$

где $F(\xi)$ - функция, аппроксимирующая рассматриваемый график. В качестве такой функции применяется интерполяционный полином 6-й степени

$$F(\xi) = a_0 + \sum_{i=1}^6 a_i \xi^i. \quad (3)$$

Значения коэффициентов a_i ($i=0, \dots, 6$) для бетонов класса В12,5 и В15 при $\gamma_{bz}=0,9$ вычислены на компьютере и приведены в таблице. На рисунке представлен график $F(\xi)$, полученный для бетона В15 (кривая 2).



Графики зависимости

1 — модифицированный расчетный; 2 — по формуле (3)

a_i	Класс бетона	
	В12.5	В15
a_0	0.987019	0.987970
a_1	3.036522	2.868721
a_2	-36.030163	-34.394078
a_3	140.012541	135.665211
a_4	-224.673126	-222.200063
a_5	149.077017	151.287490
a_6	-33.430986	-35.232187

Рассмотрим некоторые задачи расчета прочности железобетонных элементов, формулируя их как задачи НМП (1), с использованием зависимостей (2) и (3). Все обозначения, кроме специально оговоренных, принимаются по [2].

1. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В качестве неизвестных переменных задачи НМП принимаются относительная высота сжатой зоны бетона, а также площади растянутой и сжатой арматуры: $x_1 \equiv \xi$, $x_2 \equiv A_s$, $x_3 \equiv A'_s$.

Задача НМП принимает следующий вид:

Найти минимум целевой функции:

$$\min \Phi(x) = x_2 + x_3 \quad (4)$$

при выполнении:

а) условия прочности

$$x_1(1 - 0.5x_1) + \frac{x_3 R_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} - \frac{M}{R_b b h_0^2} \geq 0; \quad (5)$$

б) уравнения равновесия

$$\frac{x_2 \left(a_0 + \sum_1^6 a_i x_i \right) - x_3}{x_1} - \frac{R_b b h_0}{R_s} = 0; \quad (6)$$

в) параметрических и конструктивных ограничений

$$\left. \begin{array}{l} x_1 > 0, \\ x_1 < 1.1, \\ x_2 - 0.0005 b h_0 \geq 0, \\ x_3 \geq 0. \end{array} \right\} \quad (7)$$

Решение задачи (4) - (7) иллюстрируется контрольными примерами, взятыми из [2].

Пример 1: $b = 30$ см; $h = 60$ см; $a = 4$ см; $a' = 3$ см; бетон В15; $\gamma_{B2} = 0.9$; арматура А-III; $M = 20$ тсм. Результаты (в скобках указаны соответствующие значения из [2]): $x_1 \equiv \xi = 0.323$ (0.322); $x_2 \equiv A_s = 11.36$ см² (11.34).

Пример 2: $b = 30$ см; $h = 80$ см; $a = 5$ см; $a' = 3$ см; бетон В15; $\gamma_{B2} = 0.9$; арматура А-III; $M = 80$ тсм. Результаты: $x_1 \equiv \xi = 0.538$ (0.550); $x_2 \equiv A_s = 35.96$ см² (35.91); $x_3 \equiv A'_s = 10.62$ см² (10.00)

2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В качестве неизвестных переменных задачи НМП, как и в задаче расчета на изгиб, принимаются $x_1 \equiv \xi$, $x_2 \equiv A_s$, $x_3 \equiv A'_s$. Целевая функция имеет по прежнему вид (4), а условие прочности записывается в виде

$$\frac{2(R_b b h_0^2 x_1 (1 - 0.5x_1) + R_s (h_0 - a') \cdot x_3) (K_1 + K_2 (x_2 + x_3) - N)}{2e_0 (K_1 + K_2 (x_2 + x_3)) + (h_0 - a') (K_1 + K_2 (x_2 + x_3) - N)} \geq N \quad (8)$$

здесь

$$K_1 = \frac{1.6 E_b b h}{3 \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \varphi_1} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1 \right),$$

$$K_2 = \frac{1.6 E_s}{\left(\frac{l_0}{h} \right)^2} \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2.$$

Уравнение равновесия в этом случае:

$$\left(x_2 \left(a_0 + \sum_1^6 a_i x_i \right) - x_3 \right) + \frac{N}{R_s x_1} - \frac{R_b b h_0}{R_s} = 0. \quad (9)$$

Параметрические и конструктивные ограничения записываются так:

$$\left. \begin{array}{l} x_1 > 0, \\ x_1 < 1.1, \\ x_2 - 0.0005 b h_0 \geq 0, \\ x_3 - 0.0005 b h_0 \geq 0. \end{array} \right\} \quad (10)$$

В случае симметричного армирования в задаче (4), (8)+(10) принимается, что $x_2 = x_3$.

Пример 3: $b = 40$ см; $h = 50$ см; $a = a' = 4$ см; бетон В25; $\gamma_{B2} = 0.9$; $E_b = 275000$ кГс/см²; арматура класса А-III; $l_0 = 6.0$ м; $N_1 = 70.0$ тс; $M_1 = 21.3$ тсм. Результаты (в скобках данные из [2]): $x_1 \equiv \xi = 0.235$ (0,235); $x_2 = x_3 \equiv A_s = 6.51$ см² (7,6).

3. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В качестве неизвестных переменных задачи НМП принимаются длина проекции наклонной трещины $S_0 \equiv x_1$, длина проекции наклонного сечения $S \equiv x_2$ и площадь сечения поперечной арматуры в пределах наклонной трещины, отнесенная к шагу поперечных стержней $A_{sw}/S \equiv x_3$. Задача НМП (1) имеет следующий вид:

целевая функция:

$$\min \Phi = x_1 \cdot x_3, \quad (11)$$

условие прочности:

$$\frac{(1 + \varphi_r) \varphi_{B2} R_{Bt} b h_0^2}{x_2} + R_{sw} \cdot x_1 x_3 + q_1 \cdot x_2 - Q_{max} \geq 0, \quad (12)$$

ограничение на максимальное значение $Q_B \leq Q_{Bmax}$:

$$x_2 - \varphi_{B2} h_0 / 2.5 \geq 0, \quad (13)$$

ограничение на минимальное значение $Q_B \geq Q_{Bmin}$:

$$x_2 - \varphi_{B2} h_0 / \varphi_{B3} \leq 0, \quad (14)$$

ограничение на минимальное поперечное армирование:

$$x_3 - (1 + \varphi_r) \varphi_{B3} R_{Bt} b / 2 R_{sw} \geq 0, \quad (15)$$

ограничения на величину S_0 :

$$x_2 - x_1 > 0, \quad (16)$$

$$x_1 - \varphi_{B2} h_0 / 2.5 \geq 0, \quad (17)$$

$$x_1 - 2h_0 \leq 0, \quad (18)$$

и, наконец, условие равенства $Q_B = Q_S$:

$$\frac{x_1^2 x_3 - (1 + \varphi_r) \varphi_{B2} R_{Bt} b h_0^2}{R_{sw}} = 0. \quad (19)$$

Пример 4: $b = 20$ см; $h = 40$ см; $a = 3$ см; бетон В15; $\gamma_{B2} = 0.9$; поперечная арматура А-1; $Q_{max} = 13.75$ тс; $q_1 = 3.2$

тс/м. Результаты: $x_1 \equiv C_0 = 45.2$ см (44.8); $x_2 \equiv C = 107$ см (108); $x_3 \equiv A_{sw}/S = 0.07$ см²/см (0.07)

Как видно, результаты решения примеров 1+4, полученные по предлагаемому подходу, хорошо совпадают с результатами из [2].

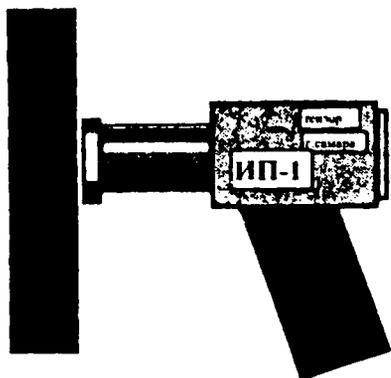
Все численные эксперименты, проведенные на компьютере IBM PS, в среде программирования "EUREKA" [5] показали высокую эффективность предлагаемого подхода.

Тем самым подтверждается возможность и целесообразность унификации задач расчета прочности железобетонных элементов путем сведения их к соответствующим задачам НМП. Такой подход может оказаться плодотворным и для тех задач расчета прочности, в которых используются новые физические модели железобетона, с большим количеством неизвестных параметров, делающие весьма затруднительным "ручные" расчеты. Примером таких задач может служить в частности, новый метод расчета прочности железобетонных конструкций при действии поперечных сил, предложенный в [6].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84).- 01-84) - М.: ЦИТП, 1989.- 193 с.
3. Почтман Ю.М., Пятигорский З.И. Оптимальное проектирование строительных конструкций.- К.: Вища школа, 1980.- 112 с.
4. Залесов А.С., Кодыш Э.Н., Лемеш Л.Л., Никитин Й.К. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям.- М.: Стройиздат, 1988.- 320 с.
5. Дьяконов В.П. Справочник по применению системы Eureka. М.: Наука. 1993.- 96 с.
6. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил.- К.: Будивельник, 1989.- 104 с.

Новые приборы для строителей



Измеритель прочности бетона ИП-1

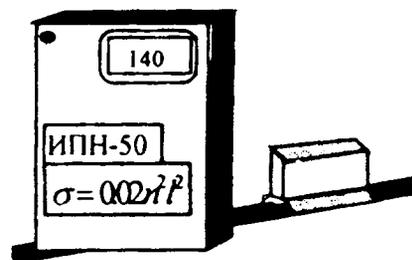
Прибор предназначен для оперативного определения прочности бетона в строительных конструкциях на стройках и заводах ЖБИ.

Он имеет форму пистолета, полностью автономен, удобен в работе, результаты изменения выдаются непосредственно в единицах прочности (МПа или кгс/см²). Прибор защищен двумя патентами России (способ и устройство) и эксплуатируется более чем на шестидесяти предприятиях России и стран СНГ.

Измеритель натяжения арматуры ИПН-50

Прибор позволяет измерять натяжение арматуры диаметром от 10 до 28 мм частотным методом на заводах ЖБИ. В отличие от существующих приборов в ИПН-50 используется накладной преобразователь, что в значительной степени облегчает процесс измерения. Имеется специальное устройство, повышающее помехоустойчивость от технологических шумов.

Приборы разработаны и изготавливаются по заявкам организаций в Самарской архитектурно-строительной академии, НПП "ТЕНЗОР". Обращаться по адресу: Россия, 443001, Самара, ул. Молодогвардейская, 194, к. 201. Зубков В.А.



Тел. 52-13-89

Факс 32-19-65

Вниманию подписчиков и авторов журнала !

В ряду отечественной периодики строительного профиля видное место занимает научно-технический и производственный журнал "Бетон и железобетон". Это и неудивительно, поскольку материалы, определившие название журнала, являются основными для строительства и в обозримом будущем безусловно сохранят свое доминирующее положение.

Издаваемый с 1955 г. журнал, который два года назад отметил свое 40-летие, регулярно знакомит специалистов с результатами исследований и разработками в области теории, расчета, проектирования, заводского производства, монтажа и поддержания в надлежащем эксплуатационном состоянии сборных, монолитных и сборно-монолитных изделий, конструкций, зданий и сооружений. На страницах журнала выступают крупные ученые и работники строительного комплекса России и СНГ, известные в нашей стране и за рубежом. Среди подписчиков журнала специалисты почти из 60 стран мира. По единодушному мнению, публикации журнала всегда способствовали техническому прогрессу в строительстве, стройиндустрии и промышленности строительных материалов.

В ближайших планах редакции намечены публикации о новых эффективных технологиях изготовления материалов и конструкций, в статьях найдут отражение проблемы энергосбережения в жилых, общественных и производственных зданиях различных конструктивных систем. будут обнаружены и обсуждены новые нормы проектирования и российские стандарты по арматуре, бетону и железобетону. Вопросы долговечности, экономики, экологии железобетона, утилизации и захоронения отходов займут свое достойное место на страницах журнала. Мы намерены также продолжать публикацию информации о передовом зарубежном опыте, что в условиях существенного сокращения объема собственных исследований должно представлять особый интерес для российских читателей.

Как и прежде, журнал (периодичность выхода которого составляет один раз в два месяца) пред-

лагает свои страницы для публикации рекламы и объявлений, рекламных материалов (цена договорная). Оплату этих видов услуг следует производить через издательство Стройиздат, структурным подразделением которого, как и ряд других строительных журналов, является "Бетон и железобетон": 101442, Москва, Долгоруковская ул., д.23а, издательство Стройиздат.

ИНН 7707083879

Р/счет 362106 в Свердловском отд. МББ г.Москвы

К/счет 413161500 БИК 044583413

ОКПО — 02425637

ОКОНХ — 87100

Авторам статей напоминаем, что объем присылаемых в редакцию рукописей не должен превышать 8 стандартных машинописных страниц, напечатанных через два интервала. Рисунки (3—4 графика, схемы) следует вычерчивать разборчиво черной тушью или шариком на плотной белой бумаге. Статьи, наполненные формульным текстом, просим представлять в двух экземплярах набранными на компьютере с выводом на лазерном принтере на формат журнала (18x25 см); набор может быть двух- (если формулы громоздкие) или трехколонным (см. журнал). Начинающим авторам до подготовки рукописи рекомендуем просмотреть журнал и ознакомиться с манерой и принципами оформления печатного материала. При отправке рукописей сообщайте свои адреса и телефоны.

Подписку на журнал "Бетон и железобетон" (подписной индекс 70050) можно оформить во всех почтовых отделениях страны. Сведения о журнале содержатся в объединенном каталоге "Российские и зарубежные газеты, журналы, книги и журналы".

Присылать статьи и вести переписку с редакцией по всем вопросам можно по адресу: 101442 Москва, Долгоруковская ул., д. 23а, Стройиздат, редакция журнала "Бетон и железобетон", тел. для справок: 292-62-05.

Редакция БиЖБ

Редакционная коллегия: Ю.М. Баженов, В.Г. Батраков, В.М. Бондаренко, В.В. Гранев, В.Г. Довжик, А.И. Звездов, Ф.А. Иссерс, Б.И. Кормилицын, К.В. Михайлов, В.А. Рахманов, И.Ф. Руденко, Р.Л. Серых (главный редактор), В.П. Сизов, В.М. Скубко, В.Р. Фаликман, Ю.Г. Хаюгин, А.А. Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н. Щербаков

*Оригинал-макет изготовлен в Стройиздате
с использованием настольной издательской системы на основе ПЭВМ*

Технический редактор *Н.Е. Цветкова*
Корректор *Н.Я. Шатерникова*

Подписано в печать 22.07.97. Формат 60x88¹/₈. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная.
Усл.печ.л. 4,00. Уч.-изд.л. 5,2. Заказ № 668

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

*Отпечатано в типографии №9 Комитета РФ по печати
109033, Москва, Волочаевская, д. 40*

стройки пяти и меньшей этажности жилых кварталов многоэтажными и ширококорпусными энергоэкономичными жилыми домами, возводимыми в монолитном и сборно-монолитном исполнении на месте существующих домов без их сноса.

В материаловедении наибольшие результаты достигнуты в создании экологически чистых материалов и строительных биотехнологий, в разработке теории строительных композитов и структурной механики.

Результаты первостепенной значимости получены в области новейших биотехнологий при получении экологически чистых строительных материалов, с использованием твердых и жидких отходов промышленности и разработкой теоретических основ получения новых бетонов повышенной эффективности путем направленного структурообразования на всех этапах технологии.

Впервые в мировой практике разработаны способы и технологии производства строительных и иных материалов без применения традиционных вяжущих, посредством реализации биологической активности растительных и минеральных частиц с помощью штаммов микроорганизмов с последующим формованием сырья умеренным прессованием или иными известными приемами. Материалы отличаются экологической чистотой и экономичностью. Это направление обеспечит получение экологически чистых строительных материалов и изделий, мебели, теплоизоляционных и акустических материалов с экономией материальных ресурсов и энергии до 30—40 % и одновременно будет способствовать решению региональных экологических проблем за счет утилизации отходов.

Анализ показал, что в строительстве и промышленности строительных материалов наиболее полно используются отходы металлургической и энергетической промышленности (30—60 %), утилизация отходов угле- и рудообогащения в этих отраслях резко сократилась, а проблема обезвреживания гальваноотходов в мировой практике не решена.

В 1996 г. выполнены исследования по новым бетонам, включившие разработку важных концептуальных положений и теоретических основ получения материалов повышенной эффективности, в том числе с должной степенью морозостойкости. Осуществлены также теоретические разработки, позволяющие прогнозировать характер структуры и свойств бетона с учетом различных технологических факторов, и обобщены экспериментальные ре-

зультаты, подтверждающие основные теоретические положения. Разработки не имеют аналогов в зарубежной практике и направлены на обеспечение вовлечения в управление технологией бетона компьютерных методов. Они позволяют существенно сократить трудозатраты на проектные и контрольные работы, повысить качество продукции и ее экологическую безопасность.

Предложена концепция формирования структуры защитного бетона-консерванта, предохраняющего от воздействия гамма-облучения, и его надежного функционирования с учетом эксплуатационных требований по обеспечению радиационной безопасности при длительном (более 100 лет) хранении радионуклидов, их иммобилизации системой твердеющей матрицы бетона как композиционного материала.

В отчетном периоде продолжена разработка общей концепции создания современного экологически чистого здания с эффективным использованием энергии. Выдвинута теория оптимизации систем жизнеобеспечения зданий с использованием вероятностно-статистической трактовки при рассмотрении внутренней, краевой и внешней задач тепловлажностного и воздушного режимов здания. Описание всех процессов тепломассообмена, происходящих внутри, на границах и вне здания, строится на единой термодинамической основе. Определяющей составляющей инженерного решения здания, застройки как среды обитания и жизнедеятельности человека является тепловлажностный режим. Разработаны архитектурно-климатологические предложения по оптимизации объемно-планировочного и конструктивного решений здания; методика выбора расчетных внутренних условий; метеорологическое обеспечение проектирования конструкций здания; вероятностно-статистическая трактовка составляющих оптимизации тепловлажностного и воздушного режимов.

Одним из вариантов решения проблемы ресурсосбережения могут стать сегодня конструкции окон с двойным остеклением, имеющим в межстекольном пространстве светопрозрачные экраны. Такие окна обладают малой материалоемкостью, высокими теплозащитными и светотехническими свойствами.

В.М. БОНДАРЕНКО, вице-президент, академик РААСН,
д-р техн. наук, проф.,
В.И. РИМШИН, ученый секретарь
Отделения строительных наук, советник РААСН,
канд. техн. наук

Фирма "ВНИИР"

ПРИБОРЫ И ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ ЛАБОРАТОРИЙ

Силовое оборудование	прессы, разрывные машины, оборудование для испытания на изгиб, машины для изготовления образцов из асфальтобетона и других материалов, динамометры растяжения и сжатия и т.д.
Термическое оборудование	лабораторные бани, пропарочные камеры, бачки для кипячения образцов, печи и сушильные электрические шкафы СНОЛ и т.д.
Испытания вяжущих, заполнителей, бетонов и растворов	формы всех типоразмеров для бетонных образцов, приборы для определения активности цемента и густоты растворов, сита КСИ, СЦ и КСВ, воронки ЛОВ, бетономесители, объеммеры, мерная металлическая посуда, вибростолы, виброплощадки, мешалки МТЗ, лабораторные круги истирания ЛКИ-3, вискозиметры Суттарда, приборы и устройства для контроля прочности бетона (склерометры ЮМШ-1 и ИПС-МГ4, молотки Кашкарова, ультразвуковые приборы УК-14ПМ, УП-2М, УИС-23, прессы типа ПНВ-3), приборы для измерения защитного слоя бетона и измерения механических напряжений в арматуре (ЭИН-4М, ЭИН-МГ2, ЭИН-МГ4, ИН-МП, ЦИПН-02)
Приборы и оборудование для подготовки и проведения дорожных работ	приборы для испытания битумов (АТР - "Кольцо и шар", ВУБ-1, прибор Фрааса, дуктилометры, пенетрометры), приборы и устройства для испытания грунтов (полевая лаборатория Литвинова ПЛЛ-9, формы для испытания щебня (гравия) на дробимость, сита СПП, приборы сдвиговые ВСВ-25 и П10-С, плотнометры, пенетрометры, фильтрационные приборы, компрессионные приборы, стабилотометры), вакуумустановки для испытания асфальтобетона, цилиндрические формы для формования асфальтобетонных образцов, вибростолы, биметаллические дорожные термометры, рейки для контроля геометрических параметров дорог
Испытания реактивов и лакокрасочных материалов	вискозиметры, толщинометры покрытий, магнитные мешалки
Весы, гири, разновесы	весы аналитические, торсионные, лабораторные, лабораторные технические, лабораторные электронные, почтовые, торговые, платформенные, автомобильные; комплекты гирь, гири торговые никелированные и чугунные
Измерители времени	секундометры, песочные часы
Измерители влажности, давления и температуры	психрометры, влагомеры для строительных материалов (ВСКМ-12М) и древесины, барометры, манометры, термометры (прямые и угловые, ртутные и жидкостные, электронные с выносным датчиком) для различных целей
Ареометры	АОН-1, АОН-2, АОН-3, АОН-4, АМТ для молока, клемеры, плотнометры для электролита, нефтенсиметры
Химическая и лабораторная посуда	пикнометры, колбы, мензурки, пробирки, цилиндры, пипетки, бюретки, воронки, эксикаторы, фарфоровые выпарительные чаши, тигли, стаканы, кружки
Геодезические приборы и оборудование	теодолиты, нивелиры, рейки и т.д.
Приборы для измерения теплопроводности материалов и плотности тепловых потоков	прибор ИПП-МГ4 для измерения теплопроводности строительных материалов, прибор ИПП-1 для измерения плотности тепловых потоков, проходящих через ограждающие конструкции
Инструменты и приспособления	линейки металлические, лупы измерительные, наборы щупов, уровни строительные, кисти флейцевые, пилы дисковые, преобразователи напряжения ПР-1000 для электропитания высокочастотного инструмента

а также:

**Виброметры, дефектоскопы, течеискатели, газоанализаторы, люксметры ...
Нормативно-технические (ГОСТы и СНИПы) и метрологические документы по строительству**

Мы обеспечим Вам:

- ☛ Доставку оборудования ж/д и автотранспортом.
- ☛ Гарантийный и послегарантийный ремонт оборудования, в том числе прибора АГАМА-2Р (аттестат аккредитации ГОССТАНДАРТа РФ №003001).
- ☛ Метрологическое обслуживание в пределах метрологической компетенции с выдачей сертификата.
- ☛ Сдачу оборудования в аренду.
- ☛ Консультации по комплектованию строительных лабораторий и обучение персонала.
- ☛ Ремонт и метрологическое обслуживание оборудования, приобретенного в других организациях.
- ☛ Совместно с НИИ ГОССТАНДАРТа сертификацию продукции на соответствие требованиям безопасности, электромагнитной совместимости, а также соответствие потребительским (функциональным) параметрам с внесением в Госреестр ГОССТАНДАРТа.
- ☛ Обследование технического состояния фундаментов, несущих и ограждающих конструкций, строительных узлов и деталей (лицензия МСЛ №031293).

Заявки с указанием контактных телефонов направлять

по тел./факсам (095) 430-2947, 413-9097 или по адресу: 117602, г. Москва, а/я 282