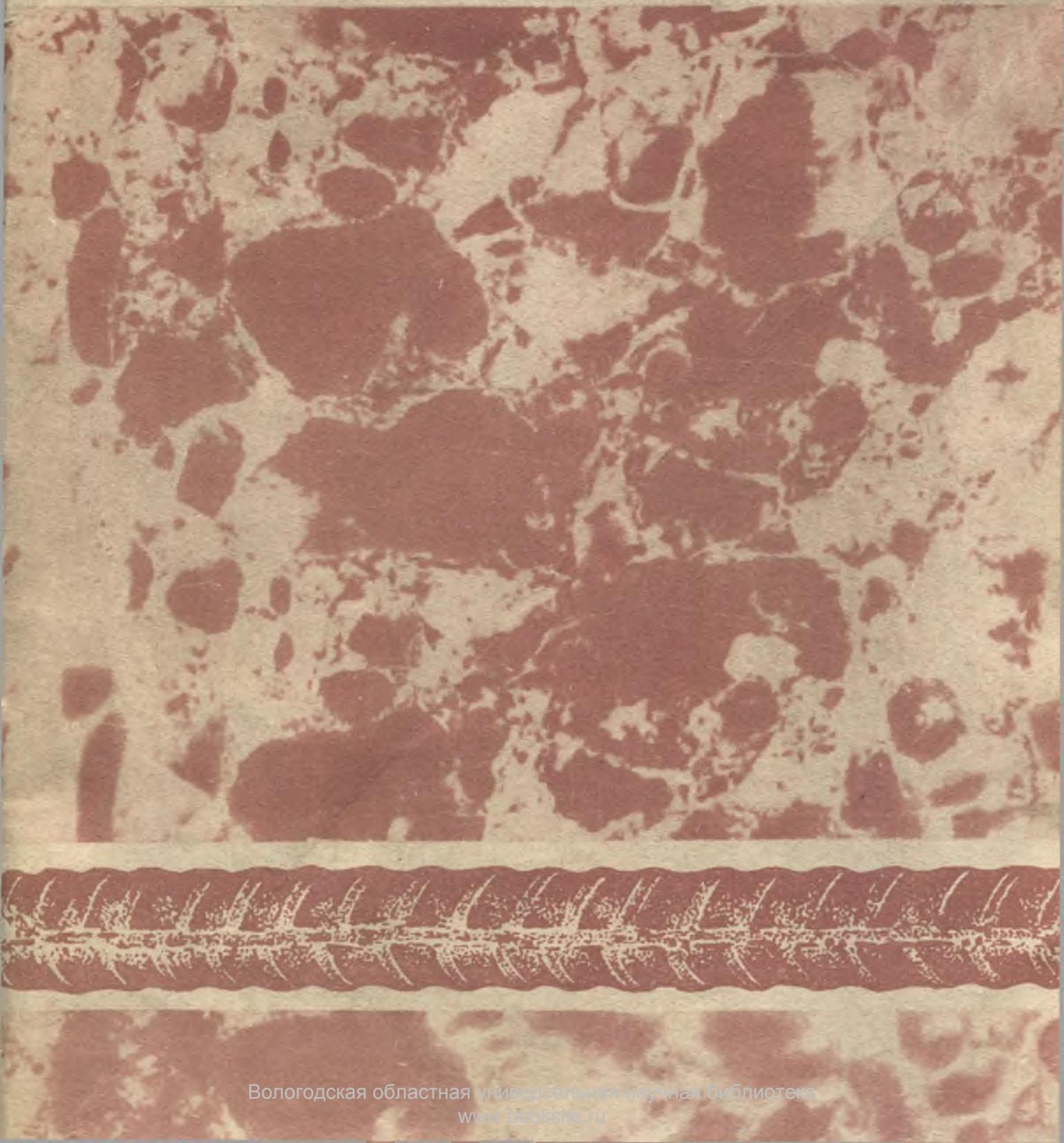


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

12
1992



ИНСТИТУТ «КИЕВСКИЙ СТРОЙПРОЕКТ»

предлагает учебным и исследовательским институтам,
предприятиям стройиндустрии, заводам железобетонных конструкций

прибор АНИЗОТРОПОМЕТР АИТМ-УП (универсальный, конструкции В. А. Пирогова)

Его универсальные возможности в лабораторных и производственных условиях позволяют:

количественно оценивать такие реологические свойства тяжелых и легких бетонных смесей, как:

**РАССЛАИВАЕМОСТЬ,
СВЯЗНОСТЬ,
ВИБРОВЯЗКОСТЬ,
ИСЧЕРПАНИЕ СВОЙСТВА РАССЛОЕНИЯ;**

- ◆ изучать кинетику расслоения бетонных смесей;
- ◆ изучать кинетику пороудаления при вибровоздействиях;
- ◆ определять (назначать) на конкретном формовочном оборудовании оптимальную и предельно допустимую продолжительность виброформования бетонных смесей определенной удобоукладываемости (подвижных и жестких);

- ◆ оценивать относительную интенсивность вибрации производственного формовочного оборудования;
- ◆ выполнять субстанционный послойный анализ расслоившихся бетонных смесей (песок, щебень, цемент, вода);
- ◆ изготавливать опытные бетонные смеси-прототипы, аналоги послойных составов расслоившихся смесей с испытанием их физико-механических свойств отвердевшего бетона.

Эти и другие возможные целевые испытания и исследования

**ПОЗВОЛЯТ
ПРИНИМАТЬ КОНКРЕТНУЮ КОНТРОЛЬНО-УПРАВЛЯЮЩУЮ ИНФОРМАЦИЮ В ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИХ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЛАБОРАТОРИЯХ.**

Прибор АИТМ-VII сопровождается инструктивно-методической документацией. Инструкция издается на русском, украинском, английском и немецком языках.

Заказы и запросы направлять по адресу:
**252113, Киев-113, ул. Пархоменко, 53,
институт «КИЕВСКИЙ СТРОЙПРОЕКТ».**
отдел маркетинга.

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

Самарин Ю. А., Коваленко Г. В. Варианты оценки начальной безотказности ребристых плит покрытия 2

Бетоны

Пшонкин Н. Г. Оценка эмпирических зависимостей электрического сопротивления бетонных смесей от температуры 4

Лордкипанидзе М. М. Прочностные и деформативные характеристики бетона с позиций адсорбционной теории о природе его ползучести 6

Заводское производство

Ганжара В. И. Компактная схема основного производства сборного железобетона мощностью 25...35 тыс. м³ в год 8

Брайловский М. И., Зильберберг А. С., Шевченко А. А. Полимерные элементы форм для изготовления рельефных конструкций 10

Хованский В. Д., Ативанов А. В., Вон П. С., Целицо В. М. Транспортирование бетонной смеси на предприятиях стройиндустрии 14

Строительное производство

Шифрин С. А., Ивлиева Л. И., Коллеганов А. В. Использование сухих смесей при бетонировании протяженных конструкций на замороженном основании 16

В помощь проектировщику

Ждахин Л. П. Определение пробиваемости стенок бункеров падающим щебнем 17

Теория

Остапенко А. Ф. Метод нейтральной оси и спрямляющей плоскости в пространственном расчете железобетонных колонн 19

Пирадов К. А. Критический коэффициент интенсивности напряжений железобетона 20

Экономия ресурсов

Атоян В. Р., Малый И. Н., Полин А. В. Снижение энергетических и материальных затрат при изготовлении изделий 22

Использование промышленных отходов

Ощепков И. А., Худоносова З. А., Кособоков Н. П. Бесцементный бетон на основе золосолевого вяжущего 24

Долговечность

Мионов С. А. Основные виды разрушения бетона морозом 25

Федынин Н. И. Долговечность стеновых панелей из безавтоклавного газозолобетона 28

Информация

И. Е. Прокоповичу — 80 лет 31



УДК 624.073.7

Ю. А. САМАРИН, Г. В. КОВАЛЕНКО, кандидаты техн. наук (комбинат «Братскжелезобетон»)

Варианты оценки начальной безотказности ребристых плит покрытия

В связи с возрастающими требованиями к качеству строительства основной проблемой становится надежность железобетонных конструкций при минимальных экономических затратах. В настоящее время оба эти взаимосвязанных показателя задают на стадии проектирования без учета технологической изменчивости конкретного производства. Это приводит к снижению потребительских свойств продукции или к излишней материалоемкости. Для их баланса на стадии изготовления необходимы строгие научные предпосылки, которые обеспечивает теория надежности. Необходимость вероятностного подхода наиболее очевидна при оценке начальной безотказности железобетонных конструкций — их прочности, жесткости, трещиностойкости при кратковременном нагружении. Приемку готовой продукции ведут поосновно, но основанием для решения являются результаты контрольных испытаний нагружением, проводимых периодически и распространяемых на выпуск продукции за период 1...6 мес. Неудовлетворительность такого подхода очевидна независимо от результатов испытаний. Периодический контроль расчетных параметров, не объединенных алгоритмом, не исправляет положения. Необходима вероятностная оценка начальной безотказности, обобщающая сменный контроль показателей и завершающая технологический цикл изготовления. В этом случае объем испытания конструкций нагружением можно значительно уменьшить, сделав их контрольными для проверки принятой ОТК продукции. Первоочередной такой задачей является для наиболее массовых несущих конструкций — плит покрытия и перекрытия.

Разработка оперативной оценки начальной безотказности требует физическую модель, вероятностный алгоритм на ее основе, позволяющий проанализировать все стадии

напряженно-деформированного состояния и критерии пригодности конструкций по каждому предельному состоянию. За физические модели расчета приняли энергетическую [1, 2], дискретную [3, 4] и по СНиП 2.03.01—84. Для вероятностных преобразований по всем моделям использовали метод Монте-Карло, для модели норм, кроме того, и метод линеаризации.

Для преднапряженных ребристых плит, относящихся к слабоармированным конструкциям, исчерпание несущей способности которых осуществляется по нормальному сечению, введены критерии пригодности:

по прочности бетона при отпуске напрягаемой арматуры

$$H0 = 0,5 + 0,5 \Phi \left(\frac{R_{ep} - \sigma_{ep}}{\sqrt{S_{R_{ep}}^2 + S_{\sigma_{ep}}^2}} \right) \geq 0,95; \quad (1)$$

по прочности плит в предельном состоянии

$$H1 = 0,5 + 0,5 \Phi \left(\frac{M - M_0}{S_M} \right) \geq 0,9986; \quad (2)$$

по жесткости плит

$$H2 = 0,5 + 0,5 \Phi \left(\frac{f_0 - f}{S_f} \right) \geq 0,9; \quad (3)$$

по трещиностойкости плит

$$H3 = 0,5 + 0,5 \Phi \left(\frac{a_0 - a'}{S_a} \right) \geq 0,9, \quad (4)$$

где Φ — интеграл Лапласа; R_{bp} , σ_{bp} — передаточная прочность бетона и напряжения в нем при обжатии; M , M_0 — предельный момент и от эксплуатационной (расчетной) нагрузки; f , f_0 — прогиб от контрольной нагрузки и контрольный норматив; a , a_0 — ширина раскрытия трещин и от нагрузки и контрольный параметр; S_M , S_f , S_a — среднеквадратические отклонения M , f и a .

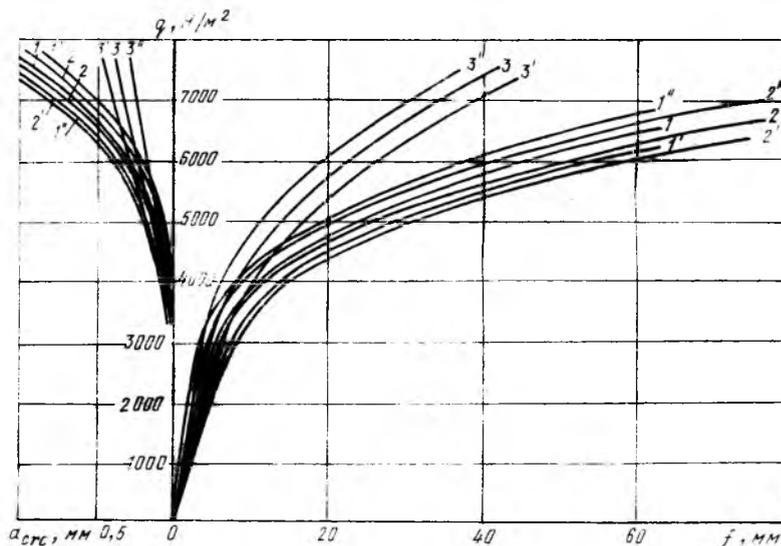
С целью проверки вероятностных алгоритмов испытали ребри-

Марка плиты	Прогиб, мм	Ширина раскрытия трещин, мм	Разрушающая нагрузка, кН/м ²	Показания надежности			С
				H2	H3	H4	
ЛГ-3Ат-Vт	11,0*	0,25*	8,15*	0,9999**	0,9998**	0,9980**	1,577**
	6,7	1,10	8,66	0,9999	0,9999	0,9560	1,581
ЛГ-5Ат-Vт	17,6	0,25	12,35	0,9999	0,9999	0,9890	1,550
	10,0	0,08	13,53	0,9999	0,9990	0,6270	1,420
ЛГ-6Ат-Vт	19,0	0,25	14,05	0,9999	0,9999	0,9960	1,690
	8,6	0,02	16,02	0,9999	0,9990	0,8570	1,500
2П1-5Ат-Vт	16,3	0,20	57,35	0,9950	0,9999	0,9910	1,525
	10,5	0,05	65,65	0,4930	0,9993	0,8410	1,507
ПАт-V-2	18,5	0,10	12,20	0,9999	0,7250	0,9890	1,720
	9,0	0,08	15,38	0,9998	0,5520	0,6170	1,430
ПА-IV-3	17,2	0,10	12,60	0,9999	0,7960	0,9999	2,010
	8,8	0,08	16,37	0,9922	0,7490	0,9630	1,610
ПАтп-V-Э1	40,1	0,10	17,10	0,6090	0,8000	0,9280	1,524
	33,0	0,03	18,01	0,3030	0,8000	0,5600	1,415
ПАтп-V-Э3	50,9	0,10	20,20	0,6900	0,8900	0,9660	1,560
	55,0	0,08	21,06	0,2700	0,8770	0,4190	1,390
ПАтп-V-Э4	55,5	0,10	22,10	0,7240	0,9380	0,9280	1,628
	48,0	0,02	24,06	0,3760	0,9350	0,5600	1,497
2ПГ12-5Атп-Vт	38,7	0,25	12,55	0,9998	0,9999	0,5680	1,400
	32,0	0,03	11,94	0,9300	0,9999	0,7260	1,448
2ПГ12-2Атп-Vт	22,3	0,25	9,45	0,9340	0,9999	0,6160	1,405
	22,5	0,05	9,30	0,5730	0,9990	0,5090	1,388
П11-АтпV-Э3	36,6	0,10	9,55	0,8020	0,7930	0,8998	1,503
	31,0	0,05	9,49	0,4080	0,8190	0,7550	1,474

Примечания: 1. * Над чертой — контрольные значения, под чертой — фактические. 2. ** Над чертой — партионные показатели, под чертой — по генеральной совокупности.

стые плиты с образцами арматуры и бетона (с получением полной диаграммы), определили предварительное натяжение и геометрию сечения. В процессе нагружения плит наблюдались два характерных участка: до и после образования трещин. На первом распределение деформаций по сечению и развитие прогибов носят линейный характер, на втором — нелинейный. Для зоны оценки предельного состояния второй группы, совпадающей с началом второго участка, экспериментальные данные удовлетворительно описываются всеми моделями, попадая в интервал $\bar{x} \pm 2 S_x$ (\bar{x} — математическое ожидание; S_x — среднеквадратическое отклонение). При более высоких уровнях нагружения расчетные значения по СНиП 2.03.01—84 прогиба и трещин ниже фактических, модели 1 и 2 обеспечивают более точную аппроксимацию (см. рисунок).

В предельном состоянии плит по прочности все модели дают близкие к экспериментальным результаты, а имеющиеся отклонения находятся в диапазоне изменчивости, при этом партионный коэффициент вариации предельного момента составляет 0,039...0,045 (по генеральной совокупности 0,067..0,07). Энергетическая и дискретная модели, позволяющие определять деформации и напряжения в бетоне и арматуре на каждом этапе загрузки, показывают, что исчерпание несущей способности совпадает с достижением в стали временного сопротивления. По третьей модели этот вывод не столь очевиден из-за взаимного перекрытия верхнего предела по $\sigma_{s, u}$ и нижнего предела по $\sigma_{s, u}$, но по совокупности результатов бесспорен. Оценка напряженно-деформированного состояния вероятностными алгоритмами подтвердила их достоверность и правомерность для установления начальной безотказности конструкций. Сопоставим критерии пригодности плит по ГОСТ 8829 и вероятностным алгоритмам. Анализ фактических результатов и контрольных нормативов (см. таблицу) показал, что не выдержали испытания по прочности плиты 2ПГ12-5Атп-Вт, 2ПГ12-2Атп-Вт и П11-АтпV-Э3, по жесткости ПАтпV-Э3, 2ПГ12-2Атп-Вт. Но с учетом положений ГОСТа, допускающих снижение разрушающей нагрузки на 15% и увеличение прогибов на 15...30%, все конструкции признаны отвечающими



Кинетика прогибов и трещин плит ПГ-3А-1Vт

1, 1', 1'' — нижний и верхний пределы матожидания по энергетической модели; 2, 2', 2'' — то же по дискретной модели; 3, 3', 3'' — то же по модели норм

требованиям начальной безотказности.

Показатели надежности испытанных плит по разным моделям обобщены и часть из них приведена в таблице в сопоставлении с данными по генеральной совокупности. В ней отсутствуют данные по Н0 и Н1, величина которых колеблется в интервале 0,98...0,999 и 0,9999...0,999999. Это согласуется с высоким значением коэффициента запаса прочности, представляющим собой отношение матожидания предельного момента к его расчетному значению (см. таблицу). При этом отмечается случай, когда надежность конструкций избыточна, а возможность отрицательных результатов при испытаниях не исключена. Для анализа положения использовали дополнительный критерий

$$H4 = 0,5 + 0,5 \Phi \left(\frac{M_{\text{пред}} - M_{\text{контр}}}{\sqrt{S_{\text{пред}}^2 + S_{\text{контр}}^2}} \right), \quad (5)$$

характеризующий вероятность разрушения конструкций при действии контрольной испытательной нагрузки. Результаты свидетельствуют, что для многих конструкций (см. таблицу) вероятность отрицательного результата достаточно высока, что подтверждается практикой. Очевидна необходимость снижения контрольного норматива с 1,4 до 1,2 расчетной нагрузки, что увеличит $H4$ до 0,96...0,99.

Вероятностные расчеты выявили недостаточную надежность некоторых плит по предельному состоянию второй группы. При оценке жесткости главной причиной этого является ошибочное назначение контрольного прогиба. Его величина должна определяться суммированием выгиба и некоторой (0,5..0,85) части предельного прогиба, но зачастую проектировщики не учитывают первую составляющую, занижая тем самым контрольный норматив. При его правильном назначении $H2$ для плит 2П1-5Ат-Вт, ПАтпV-Э1, Э3, Э4, 2ПГ12-2АтпVт, П11АтпV-Э3 равна 0,95...0,99. Недостаточная надежность по трещиностойкости (см. таблицу) наблюдается у конструкций с повышенными (0,1 мм) требованиями по ширине раскрытия трещин, которые при принятых проектных параметрах не могут быть обеспечены.

Выводы

Вероятностная оценка прочности, жесткости, трещиностойкости ребристых плит с помощью различных физических моделей дает близкие к фактическим результаты, обладая такой же достоверностью, что и натурные испытания нагружением. Это делает возможным переход на ежесменный контроль начальной безотказности, завершающий цикл изготовления.

При внедрении вариантов, использующих энергетическую и дискретную модели, требуется специальное автоматизированное оборудование для получения в производственных условиях диаграмм арматуры и бетона с нисходящей ветвью.

Переход на вероятностную оценку требует более строгого обоснования нормативов по жесткости, трещиностойкости и контроля технологических параметров конструкций, повышает персональную ответственность исполнителей, уменьшает число испытаний нагружением в год до одного-двух раз, выявляет резервы материалоемкости.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Митасов В. М., Михайлов В. В., Федоров Д. А. Расчет преднапряженных изгибаемых элементов с учетом упрочнения арматуры // Бетон и железобетон.— 1982.— № 11.— С. 15—16.
2. Митасов В. М. Расчет нормальных сечений с использованием диаграмм растяжения арматуры // Изв. вузов. Стр-во и архитектура.— 1985.— № 5.— С. 6—8.

3. Карпенков Н. И., Мухамедисв Т. А., Сапожников М. А. К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций.— М.: НИИЖБ, 1987.— С. 4—24.
4. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям / В. Н. Байков, М. И. Додонов, Б. С. Расторгуев и др. // Бетон и железобетон.— 1987.— № 5.— С. 16—18.

Бетоны

УДК 666.97.035.51

Н. Г. ПШОНКИН, канд. техн. наук (Сибирский металлургический ин-т)

Оценка эмпирических зависимостей электрического сопротивления бетонных смесей от температуры

Удельное электрическое сопротивление бетонных смесей в системах предварительной обработки — электроразогрева бетонных смесей перед укладкой в опалубку или форму — является основным электрофизическим параметром для проектирования и выбора конструктивных решений устройств, необходимого электрооборудования, способов эффективного и надежного управления процессами электроразогрева бетонных смесей.

Многие авторы [1...3] приводят гиперболическую зависимость удельного электрического сопротивления бетонной смеси от температуры как наиболее точную, однако при этом анализ описания экспериментальных данных другими эмпирическими формулами отсутствует. В Сибирском металлургическом институте исследовали точность описания результатов эмпирическими формулами на основе большого количества экспериментальных данных с целью проследить, какое влияние они оказывают на результаты математического моделирования.

Математическая модель установившегося процесса электроразогрева бетонных смесей в транспортирующих трубах является дифференциальным уравнением второго порядка с конвективным членом [4]

$$v \frac{dT(x)}{dx} = a \frac{d^2T(x)}{dx^2} + \frac{P_x(T)}{Sc\gamma}, \quad (1)$$

где $T(x)$ — температура бетонной смеси на расстоянии x по длине трубы от начала нагрева; v — скорость транспортирования бетонной смеси; a — коэффициент температуропроводности бетонной смеси; S — площадь поперечного сечения потока бетонной смеси; $S = \pi(D^2 - d^2)/4$; c — удельная теплоемкость бетонной смеси; γ — средняя плотность бетонной смеси; $P_x(T)$ — погонная мощность тепловых источников.

Для транспортирующей трубы с коаксиальными электродами, диаметрами d внутреннего и D наружного электродов

$$P_x = \frac{2\pi U^2}{\rho(T) \ln\left(\frac{D}{d}\right)}, \quad (2)$$

где U — напряжение между электродами; $\rho(T)$ — зависимость удельного электрического сопротивления от температуры, определяется экспериментально и описывается эмпирическими формулами.

Учитывая, что конвективный перенос тепла на несколько порядков больше переноса тепла вследствие теплопроводности, можно отказаться от первого слагаемого в правой части уравнения (1). По-

грешность получаемых результатов в этом случае $< 0,5\%$.

С принятыми допущениями математическая модель электроразогрева бетонной смеси в транспортирующей трубе с коаксиальными электродами

$$v \frac{dT(x)}{dx} = \frac{P_x(T)}{Sc\gamma} = \frac{1}{8U^2} \frac{1}{c\gamma(D^2 - d^2) \ln\left(\frac{D}{d}\right) \rho(T)}. \quad (3)$$

В математических моделях (1), (3) параметр ρ занимает важное место. Изменяясь от 40 до 4 Ом·м по температуре, он оказывает значительное влияние на точность описания температурного поля бетонной смеси внутри трубы. Для решения дифференциальных уравнений (1), (3) необходимо знать зависимость удельного электрического сопротивления от температуры $\rho(T)$, которую подбирают эмпирически.

На рис. 1 приведены зависимости для шести составов бетонных смесей, определенные экспериментально. Четко прослеживается подобие характера распределения удельного электрического сопротивления по температуре для всех шести составов бетонных смесей, которое подтверждается и дальнейшими расчетами. Авторами оценена точ-

ность эмпирических формул для бетонной смеси на плотных заполнителях и золошлаковой смеси. Эмпирические коэффициенты A и B , определенные методом наименьших квадратов для рассматриваемых двух составов бетонных смесей, приведены в таблице. На рис. 2 даны экспериментальные данные зависимости удельного электрического сопротивления от температуры, а также графики выбранных эмпирических зависимостей. Для анализа точности описания экспериментальных данных эмпирическими формулами рассчитали относительные погрешности, средние значения которых, приходящиеся на одно измерение, сведены в таблицу.

Для дальнейших расчетов применяли гиперболическую зависимость, как наиболее точно описывающую экспериментальные данные и дающую результаты для сравнения решений математического моделирования (3).

Затем оценили, какое влияние оказывает каждая из принятых эмпирических зависимостей на точность решения задачи математического моделирования (3), т. е. на характер распределения температурного поля бетонной смеси внутри транспортирующей электрозагревающей трубы.

Принимая левое граничное условие $T(0) = T_0$ (T_0 — начальная температура бетонной смеси), с учетом эмпирических формул находят решение дифференциального уравнения (3) (см. таблицу). Решения математического моделирования (3) получаются при решении дифференциального уравнения (3) в результате несложных математических преобразований, за исключением логарифмической эмпирической зависимости, решение которой

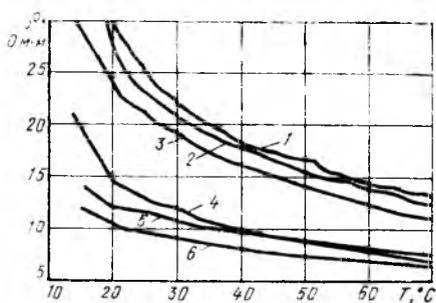


Рис. 1. Зависимость удельного электрического сопротивления бетонных смесей от температуры разогрева
Смеси: 1 — бетонная на плотных заполнителях; 2 — керамзитобетонная на кварцевом песке; 3 — то же на керамзитовом песке; 4 — то же с добавкой золы; 5 — золошлакобетонная; 6 — керамзитозолобетонная

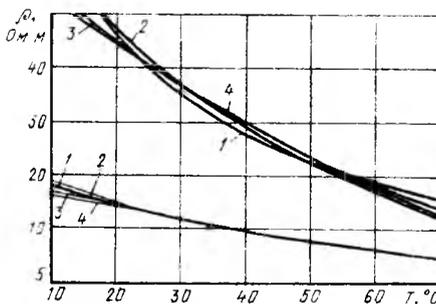


Рис. 2. Описание экспериментальных данных гиперболической (1), логарифмической (2), экспоненциальной (3) и квадратичной (4) эмпирическими функциями для составов 1 (вверху) и 5 (внизу)

Номера составов см. рис. 1

удается получить лишь в неявном виде.

Из рис. 3 видно, что логарифмическая эмпирическая зависимость дает наиболее точное решение по сравнению с гиперболической (относительная погрешность $< 10\%$), однако сложность дифференцирования заставляет отказаться от широкого ее применения

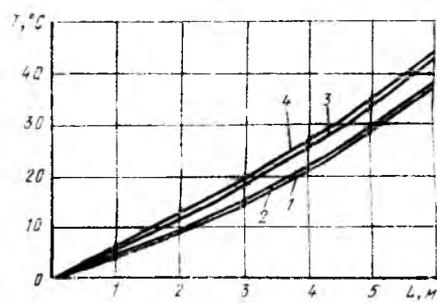


Рис. 3. Распределение температуры бетонной смеси на плотных заполнителях по длине устройства
Условные обозначения см. рис. 2

в математическом моделировании для описания экспериментальных данных зависимости удельного электрического сопротивления от температуры бетонной смеси. Экспоненциальная (относительная погрешность 20...25%) и квадратичная (20...35%) зависимости имеют меньшую точность, поэтому их применение нецелесообразно.

Выводы

При описании экспериментальных данных зависимости удельного электрического сопротивления бетонной смеси от температуры возможно применение эмпирических зависимостей: гиперболическая — 0,1...0,8; логарифмическая 0,1...1,2; экспоненциальная 0,2...1,2; квадратичная 0,3...1,5%.

При использовании эмпирических зависимостей в математическом моделировании следует использовать лишь гиперболическую зависимость, которая позволяет получить относительно простые и удобные для инженерных расчетов решения с большой точностью.

Функция	Эмпирическая формула	Эмпирические коэффициенты	Относительная погрешность на одно измерение, %	Функция распределения температуры по длине устройства [для всех случаев $F = \frac{2\pi U^2}{v, y \ln \left(\frac{D}{d} \right)}$]
Экспоненциальная	$\rho = \exp(AT + B)$	$-\frac{0,016593}{3,647448} / -\frac{0,009931}{2,701600}$	1,13/0,21	$T(x) = \frac{1}{A} \ln FA + e^{AT_0 + B} - \frac{B}{A}$
Логарифмическая	$\rho = A \ln(T + 10) + B$	$-\frac{17,906925}{89,712855} / -\frac{5,069338}{29,719007}$	4,17/0,15	$x(T) = \frac{1}{F} [T(B - A) + A(T + 10) \ln(T + 10) - A(T_0 + 10) \ln(T_0 + 10) + (A - B)T_0]$
Гиперболическая	$\rho = \frac{1}{AT + B}$	$\frac{0,000851}{0,018379} / \frac{0,001015}{0,060650}$	0,63/0,13	$T(x) = \left(T_0 + \frac{B}{A} \right) e^{AFx} - \frac{B}{A}$
Квадратичная	$\rho = (AT + B)^2$	$-\frac{0,037422}{5,984886} / -\frac{0,015647}{3,802382}$	1,39/0,26	$T(x) = \frac{1}{A} \sqrt[3]{3AFx + (AT_0 + B)^3} - \frac{B}{A}$

Примечание. Перед чертой — бетонная смесь на плотных заполнителях, после черты — золошлакобетонная смесь. Над чертой — A , под чертой — B .

1. Арбенъев А. С. Технология бетонирования с электроразогревом смеси.— М.: Стройиздат, 1975.— 108 с.
2. Конышев В. П., Пшонкин Н. Г., Квашнин А. Г. К математической модели температурного режима электроразогрева непрерывно транспортируемой бетонной смеси // Изв. СО АН СССР.— Сер. техн. наук, 1988.— Вып. 4.— № 15.— С. 108—115.
3. Шешуков А. П., Арбенъев А. С. Электросопротивление разогреваемой бетонной смеси // Изв. вузов. Сер.: Стр-во и архитектура.— 1976.— № 5.— С. 111—114.
4. Пшонкин Н. Г., Кузлякин И. А. К вопросу расчета установившегося температурного режима обработки бетонной смеси в трубе // Особенности проектирования и строительства жилья для районов Западной Сибири.— Новокузнецк, 1990.— С. 171—176.

УДК 693.54(047)

М. М. ЛОРДКИПАНИДЗЕ, канд. техн. наук (ГрузНИИЭГС)

Прочностные и деформативные характеристики бетона с позиций адсорбционной теории о природе его ползучести

Основное положение адсорбционной теории о природе линейной ползучести бетона заключается в том, что вся деформация его ползучести в области упругого деформирования является обратимой, упругой и происходит в результате адсорбционного влияния воды (как поверхностно-активного вещества ПАВ), выражающегося в расклинивающем действии в обратимых микротрещинах с появлением в них дополнительного напряжения к имеющемуся от нагрузки [1]. В дальнейшем было установлено [2], что бетон работает по линейному закону вплоть до достижения действительного предела прочности R верхней границы области упругого деформирования. Его работа начинается лишь после достижения предела текучести пластической структурной составляющей бетона.

В противоположность указанным положениям существующие теории о природе ползучести бетона основываются на том, что бетон деформируется во времени по криволинейной зависимости напряжений-деформаций и его деформация ползучести является, главным образом, пластической и происходит при постоянном напряжении от нагрузки [3, 4].

Нами были проведены эксперименты и предложены некоторые решения.

Бетонные призмы размером $4 \times 4 \times 16$ см с крупностью заполнителя до 10 мм нормального хранения испытывали в возрасте 1 мес на осевое сжатие с помощью ва-

куумной установки. Трение между торцами призмы и плитами приспособления устраняли парафином, нанесенным на торцы призм. Установка для проведения экспериментов по определению прочностных и деформативных характеристик состоит из силовой вакуумной камеры, вакуумной станции и системы измерения сил и деформаций. Последние измеряли тензорезисторами (диапазон деформаций $1 \cdot 10^{-5}$ относит. ед.). Сигналы от датчиков силы и деформаций непрерывно фиксировали осциллографом Н-115 с ультрафиолетовой записью.

До напряжения 0,8 МПа бетон не деформировался и это напряжение было принято за предел текучести его пластической составляющей. Следовательно, действительным началом работы прямоугольной системы координат σ, ϵ является не O' , а точка O (см. рисунок).

В дальнейшем для обеспечения мгновенного приложения к бетону максимальной разрушающей нагрузки ей придавали скорость 15 МПа/с. При этом устанавливали мгновенную максимальную разрушающую силу и одновременно определяли предельную деформацию.

По оси ординат откладывали полученную величину OD — действительный предел прочности $R = 15$ МПа. Из точки D по горизонтали откладывали DN — предельную максимальную деформацию (укорочение) бетона $\epsilon = 123 \cdot 10^{-5}$. Из точки N прово-

дили вертикаль Nn до пересечения с осью абсцисс. Точку N соединяли с действительным началом координат O . Таким образом, испытанием лишь одного опытного образца устанавливали мгновенный предел прочности, соответствующую ему предельную упругую деформацию и прямую ON , выражающую зависимость между напряжениями и деформациями бетона, тангенс угла наклона ко-

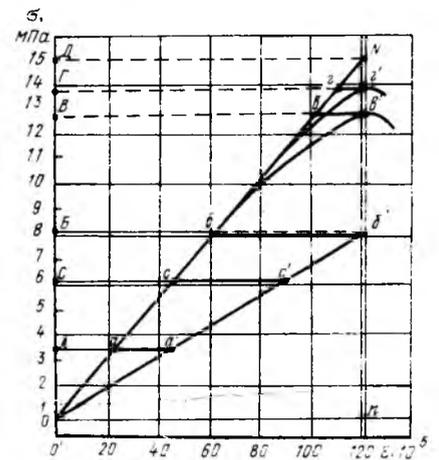


Диаграмма предельных характеристик бетона

$O'O$ — напряжение, соответствующее пределу текучести бетона, OD — действительный предел прочности $R = 15$ МПа/с; DN — предельная упругая деформация при R ; ON — напряжение R' при приложении разрушающей нагрузки во времени ($V = 0,2$ МПа/с); OG — упругая деформация при R' ; gg' — деформация ползучести при R' ; OB — напряжение R'' при приложении разрушающей нагрузки во времени ($V = 0,005$ МПа/с); Bb — упругая деформация при R'' ; bb' — деформация ползучести при R'' ; OB — напряжение, соответствующее пределу выносливости при действии статической однозначной повторной нагрузки; Bb — упругая деформация при σ_b ; bb' — предельная деформация ползучести при σ_b ; OC — напряжение, соответствующее $0,4R$; Cc — упругая деформация при $0,4R$; cc' — предельная деформация ползучести при $0,4R$; OA — напряжение при $0,2R$; Aa — упругая деформация при $0,2R$; aa' — предельная деформация ползучести при $0,2R$; $Oa'a'b'$ — прямая, показывающая пропорциональность между предельными деформациями ползучести и им соответствующим напряжениям; $b'b'$ — пунктирная линия, показывающая обратимую деформацию ползучести при наличии нагрузки в вакууме; Nn — вертикаль предельной деформации бетона

торой к оси абсцисс является его модулем упругости.

Затем обычным способом (т. е. при принятой нормами скорости приложенной нагрузки 0,2 МПа/с) определяли предел прочности во времени и соответствующую ему предельную деформацию. Была построена кривая напряжений-деформаций. Указанный предел прочности составил $R' = 13,8$ МПа, а предельная сжимаемость $\epsilon = 126 \cdot 10^{-5}$. Характерно, что точка перелома кривой Γ в момент разрушения оказалась на вертикали Nn . Затем испытывали опытный образец-близнец с мгновенно приложенной к нему разрушающей нагрузкой, соответствующей пределу прочности $R' = 13,8$ МПа. При этом предельная упругая деформация составила $\epsilon_{уп} = 110 \cdot 10^{-5}$ (отрезок $\delta\Gamma$), конечная точка которой оказалась на прямой модуля упругости бетона. В дальнейшем деформация бетона во времени продолжалась, и ее конечная точка Γ в момент разрушения дошла до вертикали Nn .

Для более полного раскрытия природы предельных характеристик бетона был проведен опыт с приложением сжимающей разрушающей нагрузки со значительно меньшей скоростью ($V = 0,005$ МПа/с) и построена кривая напряжений-деформаций. Предел прочности во времени $R'' = 12,7$ МПа, а конечная точка предельной деформации ($\epsilon = 128 \cdot 10^{-5}$) совпала с точкой перелома диаграммы и оказалась также почти на вертикали Nn , что свидетельствует о том, что по величине она равна мгновенной максимальной упругой деформации. При приложении к бетону мгновенной разрушающей нагрузки, соответствующей $R'' = 12,7$ МПа, конец упругой деформации дошел до линии модуля упругости, а вся деформация (упругая + деформация во времени) дошла до вертикали Nn , совпав с точкой перелома указанной кривой.

Для определения предела выносливости опытную бетонную призму подвергали статическим сжимающим нагрузкам, соответствующим напряжению $0,25R = 3,75$ МПа и $0,4R = 6$ МПа до установления прямолинейной зависимости между σ , ϵ .

Опыты показали, что при сжимающих повторных нагрузках, равных $0,25 R$, рост деформации ползучести прекратился при $\epsilon = 43 \times 10^{-5}$, а при приложении $0,4 R$ —

при $\epsilon = 90 \cdot 10^{-5}$. Соединив конечные точки предельных деформаций ползучести $a's'$ с началом координат, получаем прямую, показывающую прямопропорциональную зависимость между предельными деформациями ползучести и соответствующими им нагрузками, а продолжив эту прямую до пересечения с вертикалью Nn — значение $\delta'n$ — предела выносливости.

Соответствующая пределу выносливости нагрузка и является статической, однозначной повторной нагрузкой, при действии которой получилась максимальная предельная деформация ползучести $\epsilon_{пр} = 60 \cdot 10^{-5}$. В треугольнике $Nb\delta'$ Nb' — дополнительное напряжение объясняется расклинивающим действием (усилием) воды. Суммарное напряжение от нагрузки OB и расклинивающего действия воды BD равно действительному пределу прочности, а суммарная деформация от соответствующей нагрузки и расклинивающего действия воды равняется мгновенной максимальной упругой деформации бетона DN . При этом предельном напряженном состоянии (достигнутом R) превышение нагрузки, соответствующей пределу выносливости, на 1700 Н вызывает разрушение бетона.

В последующем новый бетонный образец-близнец также подвергали действию повторных нагрузок, соответствующих пределу выносливости $R_b(OB)$ до достижения максимальной предельной деформации ползучести $\epsilon_{пр} = 60 \cdot 10^{-5}$, т. е. до предельного напряженного состояния бетона. При созданном вакууме $2 \cdot 10^{-2}$ мм рт. ст. в течение 45 мин исчезает вся деформация ползучести $\epsilon_{пол} = 60 \cdot 10^{-5}$ при наличии нагрузки, что свидетельствует об удалении всей адсорбционной воды из обратимых микротрещин. При этом действие повторных нагрузок не вызывало роста как общей, так и остаточных деформаций ползучести. Более того, повышение указанной повторной нагрузки вплоть до нагрузки, соответствующей действительному пределу прочности, не создавало деформации ползучести в вакууме.

Выводы

Бетон работает по линейному закону не только при мгновенном приложении к нему нагрузки и повторных однозначных статических на-

грузках, при затухании ползучести или сухом бетоне, но и во времени (с учетом дополнительного напряжения от расклинивающего действия воды) вплоть до достижения бетоном действительного предела прочности R , который и является верхней границей области упругого деформирования бетона.

Действительным пределом прочности является напряжение при мгновенном приложении минимальной мгновенно разрушающей нагрузки. При этом получаемая только от нагрузки предельная деформация является упругой, а получаемая одновременно с действительным пределом прочности линейная зависимость между напряжениями и деформациями является одновременно той прямой, тангенс угла наклона которой к оси абсцисс дает постоянный модуль упругости.

Предел выносливости бетона σ_b представляет собой то максимальное напряжение бетона данного состава и возраста, подвергшегося действию однозначных статически действующих нагрузок, при котором нет разрушения и одновременно достигается предельная деформация ползучести с затуханием и его действительный предел прочности R . Для нахождения σ_b достаточно воздействием малых по величине повторных нагрузок получить конечную точку деформации ползучести, провести через нее из точки O прямую до пересечения с вертикалью Nn . Полученная величина OB и будет искомым σ_b .

Проведенные опыты подтвердили полную обратимость деформации ползучести бетона, заключающуюся в том, что достигнутая деформация ползучести в области упругого деформирования после устранения порождающего ее адсорбционного влияния воды полностью исчезает, обусловленное устранением дополнительного напряжения, создаваемого расклинивающим действием воды в обратимых микротрещинах напряженного бетона.

Работа бетона, его деформирование являются результатом напряжения от нагрузки и от напряжения ползучести. При этом деформация ползучести в 2...2,5 раза больше, чем деформация от нагрузки. Следовательно, дополнительное напряжение будет больше напряжения от нагрузки. Это означает, что мы имеем большой резерв прочности бетона. Для этого следует уменьшить ползучесть, в частности,

стесненностью деформации растяжения, осуществляемой армированием или трением.

Работа бетона по линейному закону и упругость всей деформации его ползучести вплоть до достижения действительного предела прочности позволяют обходиться без предшествующих воздействий на бетон до рассмотренного воз-

раста (время приложения нагрузки, набухания, усадки и т. д.). Их влияние на бетон корректируется упругостью.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Балавадзе В. К. Новое о прочности и деформативности бетона и железобетона. — Тбилиси: Мецниереба, 1986. — 364 с.

2. Балавадзе В. К., Лордкипанидзе М. М. Новое представление о работе бетона во времени / Сообщение АН ГССР. — Вып. 134. — 1989. — № 3. — С. 585—588.

3. Бондаренко В. М., Бондаренко С. В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. — М.: Стройиздат, 1982. — 287 с.

4. Александровский С. В., Багрий В. Я. Ползучесть бетона при периодических воздействиях. — М.: Стройиздат, 1970. — 167 с.

Заводское производство

УДК 666.97.033

В. И. ГАНЖАРА, канд. техн. наук (Целиноградский инженерно-строительный ин-т)

Компактная схема основного производства сборного железобетона мощностью 25...35 тыс. м³ в год

Развитие строительной индустрии потребовало разработки типовых проектов предприятий по производству сборного железобетона. Начиная с 1954 г., практически каждый проект имел архитектурно-композиционные и технологические особенности, затрудняющие унификацию и типизацию в строительстве индустрии сборного железобетона.

С 1963 г. все действующие типовые проекты предприятий были отменены. Вместо них был введен основной компоновочный модуль — унифицированный типовой проект. В дальнейшем при проектировании для каждого вида изделий на основании технико-экономических показателей выбирали метод изготовления. Все производство сборного железобетона распределялось по линиям, которые размещались в унифицированных типовых пролетах параллельно друг другу под одной крышей в главном корпусе. Производственные линии разбиваются на переделы, оснащаемые соответствующим оборудованием и транспортными зонами увязывают с объектами функционирования вспомогательных технологических процессов.

Применение унифицированного типового пролета протяженностью 144 м определено положением, при котором каждый пролет является

самостоятельным формовочным цехом, обеспечивающим функционирование основных технологических переделов (подготовка форм, формование и тепловая обработка).

Компоновка технологических линий в нем затрудняет решение экономических и социальных задач производства. Строительство больших производственных площадей требует не только больших единовременных затрат. Транспортные пути и технологические коммуникации значительной протяженности во многом определяют стоимость конечной железобетонной продукции.

Особое место в технологии изготовления сборного железобетона занимает тепловая обработка. Организованная в унифицированном типовом пролете, она охватывает 75...85 % форм, участвующих в основном технологическом процессе, потребляет до 60 % тепловых энергетических ресурсов, требует 75...80 % общего времени на изготовление сборного железобетона и занимает 30...40 % основных производственных площадей. Оборудование каждой технологической линии тепловыми агрегатами вызывает необходимость монтажа теплосетей значительной протяженности, насыщения измерительной и контролирующей аппаратурой и т. д. Кроме того, функционирование тепловых

агрегатов непосредственно в формовочных цехах ухудшает санитарно-гигиенические условия работы.

Совершенствование технологии производства сборного железобетона позволяет утверждать, что ориентация на унифицированный типовой пролет не является оптимальным при компоновке технологических линий. Так, в последнее время, при проектировании предприятий сборного железобетона применяют формовочные цехи пролетом 24 и протяженностью менее 144 м, а технологические линии с круговыми конвейерами не вписываются в унифицированный типовой пролет.

В Целиноградском инженерно-строительном институте разработана технологическая схема основного производства сборного железобетона мощностью 25...35 тыс. м³ в год, не увязанная с унифицированным типовым пролетом.

Основным критерием, принятым при разработке технологической схемы производства, принималась минимальная стоимость единицы качественной конечной продукции. При разработке основного процесса производства были заложены такие технологические принципы, как блокировка тепловых агрегатов с максимальным выносом их за пределы формовочного цеха, зонирование технологических переделов, заковычанность основного производства.

Технологическая схема завода сборного железобетона включает основной процесс, определяемый формованием, подготовкой форм и тепловой обработкой, а также заготовительный процесс, объединяющий производство арматуры и товарной бетонной смеси.

Передел формования включает комплект оборудования для изго-

Рис. 1. Теплотехническая схема кольцевой камеры
1 — приемные патрубки; 2 — регистры сухого пара; 3 — направляющие патрубки; 4 — перфорированные трубы; 5 — коробка рекуперативной теплопередачи

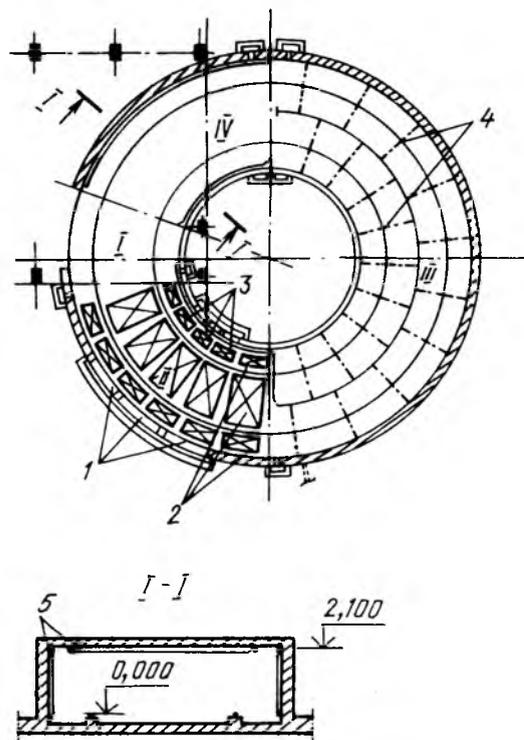
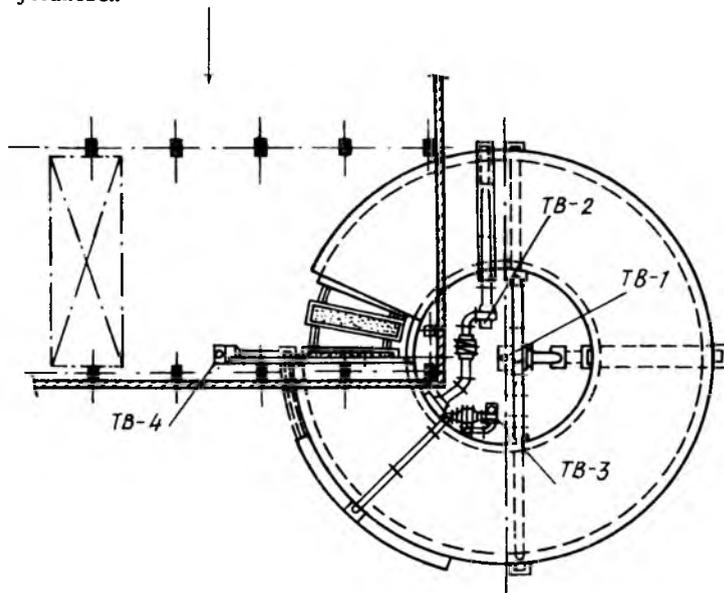


Рис. 2. Кольцевая камера, оборудованная системой вентиляционных установок



товления пустотных плит перекрытия и полуконвейерную линию по производству изделий различной номенклатуры на унифицированном типоме поддоне. Тепловая обработка изделий сблокирована в единый агрегат, технологически связанный с остальными переделами мостовым краном. Арматурное производство — типовое, увязано с основным технологическим процессом передаточной тележкой. Производство товарной бетонной смеси сосредоточено в бетоносмесительном цехе. В архитектурно-композиционном плане основной технологический процесс занимает пролет 24×72 м и кольцевую камеру наружным диаметром 32 м. Арматурное производство сосредоточено в пролете 24×72 м.

Особое внимание при разработке технологической схемы было уделено тепловой обработке. Ее оптимизация требует решения технологических, теплотехнических и организационных задач производства.

Технологическая увязка передела тепловой обработки определяется выравниванием ритма формирования с передвижением изделий в тепловом агрегате. Расчетами выявлена оптимальная протяженность движения термообрабатываемых изделий по зонам тепловой обработки. Для предприятий мощностью 30...35 тыс. м³ изделий в год при движении унифицированного типового поддона в поперечном направлении протяженность зоны

тепловой обработки в камерах непрерывного действия составляет 65...70 м. Для оптимизации способов тепловой обработки в двух производственных тепловых агрегатах стройиндустрии Целинограда был проведен комплекс экспериментов на девяти производственных и двух лабораторных составах бетонов на цементах, относящихся ко второй группе активности при пропаривании [1]. В качестве теплоносителей использовали пар низкого давления, тепловую энергию ТЭНов и горячий воздух от калориферов, подаваемый в тепловую агрегат вентиляторами.

В процессе экспериментов определяли кинетику роста прочности бетонных образцов, их влагосодержания и деформации, показатели ускорения твердения и относительной прочности бетона после тепловой обработки, а также коэффициент дефектности структуры. Одновременно определяли теплоэффективность тепловой среды и ее структурную эффективность. За характеристику теплоэффективности принимали промежуток изотермического прогрева, в течение которого температура центра изделия из керамзитобетона толщиной 40 см достигает температуры изотермического прогрева. Под структурной эффективностью подразумевали уровень температурных перепадов между центром обрабатываемого изделия и его поверхностным слоем.

Результаты экспериментов показали, что любая среда, образованная одним теплоносителем, не обеспечивает качественного структурообразования изделий с максимальной экономией теплоэнергетических ресурсов [2], что связано с внутренним и внешним массопереносом в конструктивной бетонной смеси и бетоне. При обработке в среде, образованной паром низкого давления на начальной стадии теплового воздействия, влагонасыщение конструктивной бетонной смеси обеспечивает повышение остаточного В/Ц и развитие деструкции. На стадии остывания изделий интенсивное влагоудаление из бетона отрицательно сказывается на структурообразовании изделий. При обработке в среде, образованной тепловой энергией ТЭНов, а также горячим воздухом, подаваемым вентилятором, удаление влаги из бетонной смеси и бетона происходит на всех периодах теплового воздействия. Это явление действует положительно на стадии бетонной смеси, но отрицательно на стадии бетона.

Нами опробованы комбинированные режимы с оптимизацией тепловой структурной эффективности тепловой среды, обеспечивающие интенсивное влагоудаление из конструктивной бетонной смеси и препятствующие удалению влаги из бетона. Учитывая, что использование для тепловой обработки бетонных изделий нескольких тепло-

носителей нетехнологично, основной для создания тепловой среды принимали пар низкого давления. Раздачу пара в тепловом агрегате предусматривали на стадии подъема температуры через паровые регистры, а на стадии изотермического прогрева — через традиционные перфорированные трубы.

В предлагаемой технологической схеме завода сборного железобетона тепловая обработка осуществляется в кольцевой камере наружным диаметром 32 м. Преимущество таких камер в возможности обслуживания любой технологической линии формовочного цеха и нескольких технологических линий, в наличии одной зоны загрузки и выгрузки изделий, минимальном количестве обслуживающих механизмов и компактности теплового агрегата. Кольцевая камера включает в себя карусельную установку, состоящую из платформы и тросового привода. Платформа представляет собой плоское пространственное кольцо из 30 одинаковых секций, опирающихся катками на рельсовый путь. Вращение платформы осуществляется тяговым усилием лебедки.

Теплотехническое оборудование камеры, в зависимости от задач производства, может обеспечить широкий спектр параметров среды (при атмосферном давлении), позволяющий проводить качественную тепловую обработку обширной номенклатуры изделий как на плотных, так и на пористых заполнителях.

Если в кольцевой камере осуществляется тепловая обработка однородной продукции, то парамет-

ры среды по нормальной плоскости сечения обеспечиваются одинаковые. Если же в камере одновременно проходят обработку изделия из тяжелых и легких бетонов, то требуемые параметры среды регулируются естественно принудительным зонированием по высоте теплового агрегата.

В кольцевой камере, наряду с качественным структурообразованием бетонной смеси и бетона изделий, обеспечивается максимальная экономия теплоэнергетических ресурсов.

На рис. 1 представлена тепло-техническая схема кольцевой камеры, разделенная на зоны загрузки отформованных и выгрузки готовых изделий I, подъема температуры II, изотермического прогрева III и охлаждения IV.

Технология тепловой обработки предусматривает просушку свежесформованных бетонных изделий подогретым до 60...70 °С воздухом, сухой прогрев на стадии подъема температуры, паровой изотермический прогрев и остывание с максимальной относительной влажностью среды. Зона II оборудована регистрами сухого пара, зона III — перфорированными трубами для раздачи острого пара. Для экономии теплоэнергетических ресурсов и возможности на стадии снижения температуры создания среды с максимальной относительной влажностью кольцевая камера оборудована теплообменной системой, включающей направляющие и приемные патрубки, коробка рекуперативной теплопередачи, вентилятор и воздуховоды.

На рис. 2 представлена коль-

цевая камера, оборудованная системой вентиляционных установок. Установка ТВ-1 служит для рециркуляции теплоносителя в зоне изотермической выдержки, установка ТВ-2 отводит тепло остывающих изделий в зону подъема температуры. Отработанный воздух из зоны подсушки изделий подается вентилятором установкой ТВ-4 к открытому торцу камеры для образования воздушной завесы. Обдув и дополнительный подогрев в поперечном направлении верхнего яруса камеры (изделия из легкого бетона) осуществляются установкой ТВ-3.

Предлагаемый проект завода сборного железобетона по сравнению с известными в строительной индустрии аналогами позволяет более рационально увязать технологические пределы, эффективнее использовать производственные площади формовочного цеха, улучшить санитарно-технические условия работы предприятия.

Технологические разработки предлагаемого завода сборного железобетона с кольцевой камерой тепловлажностной обработки внедряются на КСМ ПСЭО «Кочкетав-мелнорация».

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по тепловой обработке тяжелого бетона с учетом активности цемента при пропаривании / Л. А. Малинина, Н. Н. Куприянов, М. И. Бруссер и др. — М.: НИИЖБ. — 1984. — 20 с.
2. Гагжара В. И., Дьяковский В. И. Некоторые технологические положения тепловлажностной обработки железобетонных изделий // Изв. вузов.: Стр-во и архитектура. — 1989. — № 4. — С. 62—67.

УДК 691—4:691.175

М. И. БРАЙЛОВСКИЙ, канд. техн. наук, А. С. ЗИЛЬБЕРБЕРГ, инж. (НИИЖБ); А. А. ШЕВЧЕНКО, инж. (Нижегородское арендное предприятие ДСК-1 концерна «Нижегородстрой»)

Полимерные элементы форм для изготовления рельефных конструкций

При массовом индустриальном жилищном строительстве по типовым проектам даже разнообразие ансамблей комплексной застройки и объемно-пространственных композиций отдельных групп жилых зданий не снимают вопросов архитектурно-художественного решения крупнопанельного жилого до-

ма. Такие решения должны быть просты по внешнему виду, но не примитивны и обезличены. Их следует выполнять в цехах заводов КИД, возможности которых необходимо всемерно расширять, и, в основном, изготовлением рельефных железобетонных конструкций, формирующих фасад здания.

К конструкциям, которые наряду с несущими и ограждающими функциями формируют архитектурные элементы фасадов зданий, предъявляются высокие требования по параметрам, определяющим товарный вид изделий и его архитектурно-эстетические качества. Последние в крупнопанельном домостроении создаются опалубочными металлическими формами и являются их зеркальным отображением. Качество архитектурных изделий зависит от жесткости формы, чистоты и точности ее изготовления, долговечности материала формы и особенно ее падабы с архитектурным рисунком. Создание

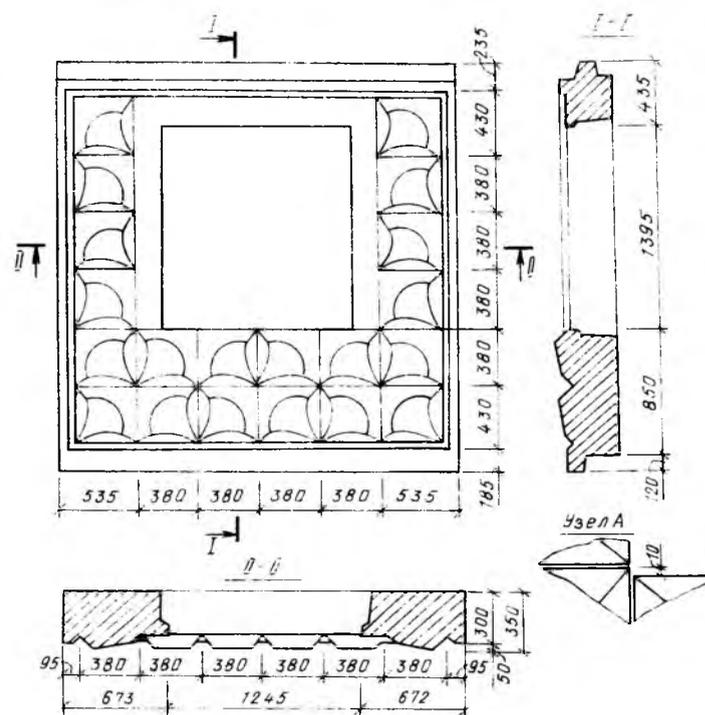
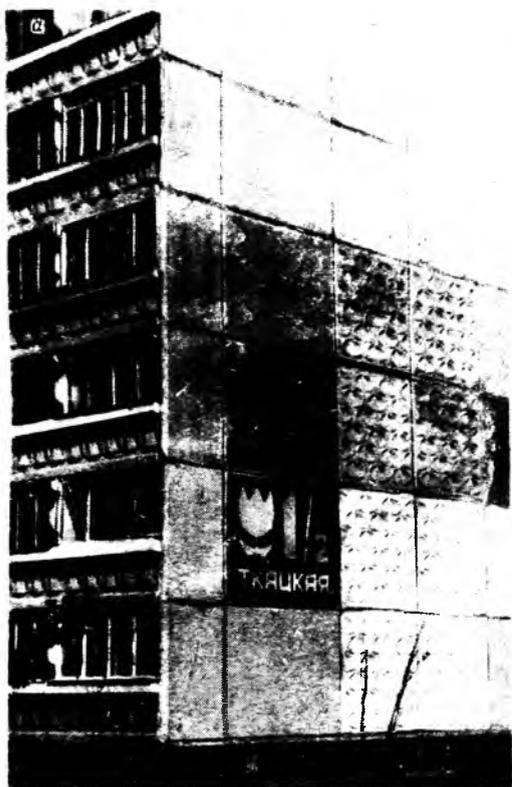


Рис. 1. Фрагмент крупнопанельного дома с архитектурно-художественным рельефным оформлением конструкций фасада
 а — ограждений наружных стен и лоджий;
 б — то же козырьков и стоек входа

Рис. 2. Рельефный рисунок наружной стеновой панели СН-30

объемного рисунка на палубе формы из металла представляет большие технические трудности. Выполнение при этом сварочных работ вызывает деформации формы и элементов архитектурного рисунка. Большой сложностью осуществления и трудоемкостью характеризуется зачистка сварных швов. Не всегда удается в архитектурных элементах формы создать распалубочные уклоны, что приводит к околам и вырывам участков бетона на лицевых поверхностях изделий. Во многих случаях эти нарушения геометрических размеров и эстетического вида изделий (наружных стен, ограждений лоджий и др.) приводят к необходимости дополнительных ремонтных и отделочных работ, а иногда и к полной выбраковке изделий.

Опалубочные формы являются законченной продукцией машиностроительных предприятий или специальных цехов нестандартизованного оборудования заводов стройиндустрии, которые не заинтересованы в изготовлении такой тру-

доемкой индивидуальной продукции, требующей постоянного обновления для создания разнообразных архитектурных форм зданий.

Наиболее удачным решением этих вопросов является изготовление архитектурных элементов форм из полимербетона непосредственно на предприятиях строительной индустрии.

На заводе КПД № 1 Нижегородского арендного предприятия ДСК-1 в течение 11 лет применяют полимербетонные опалубочные рельефообразующие элементы форм (матрицы), в которых изготавливают формирующие архитектурное решение фасадов крупнопанельных зданий наружные стеновые панели, экраны лоджий и балконов, стенки-стойки и поверхности козырьков входов (рис. 1).

При внедрении рельефообразующих матриц на заводе КПД № 1 использовали рекомендации ЦНИИЭП жилища. При этом применяли адекватные схемы, учитывающие свойства полимербетона и условия его эксплуатации с периодическим многократным воздействием температуры до 100 °С, вибрации, нагрузок и других технологических факторов.

Матрицы изготавливают контактным способом с рисунком любой сложности глубиной до 30 см и положительным распалубочным уклоном по гипсовым моделям, на которых выполняется прямое рельефное изображение по утвержденному эскизу архитектурного решения конструкций фасада (рис. 2). По деталям модели изготавливают сборные гипсовые формы, которые

покрывают за один раз спиртовым щелочным лаком и после его высыхания в течение 20 мин смазывают раствором солидола (стеарина) в керосине в соотношении 5:1. По периметру гипсовой модели устанавливают и закрепляют дере-

вянные рейки шириной 50 мм и высотой, равной толщине основания модели до начала рельефа. На модель укладывают сваренную из уголка рамку с подъемными петлями и арматурной сеткой. Габариты уголка подбирают из усло-

вия необходимости образования основания матрицы до начала рельефа толщиной 14...16 мм. Арматурную сетку сваривают из стали класса А-III диаметром 8 мм с шагом 20...30 мм.

На заводе КПД № 1 постоянно находится в работе 12...20 форм с полимербетонными матрицами, рельефные рисунки которых периодически изменяют, поэтому в изолированном помещении площадью 108 м² оборудована мастерская по изготовлению гипсовых моделей и матриц из эпоксидных составов (рис. 3). В помещении установлена приточно-вытяжная вентиляция, а на месте приготовления эпоксидных составов — местная вытяжная вентиляция. Неотвержденные эпоксидные смолы, пластификаторы, растворители и отвердители хранят в складских помещениях.

Потребный объем полимербетона и количество составляющих его компонентов на заводе КПД № 1 заранее рассчитаны и сведены в таблицы. В качестве примера приводим таблицу состава полимербетона для изготовления форм-матриц экранов лоджий.

Полимербетон, применяемый на заводе КПД № 1, представляет собой многокомпонентную систему, где в качестве связующего на-

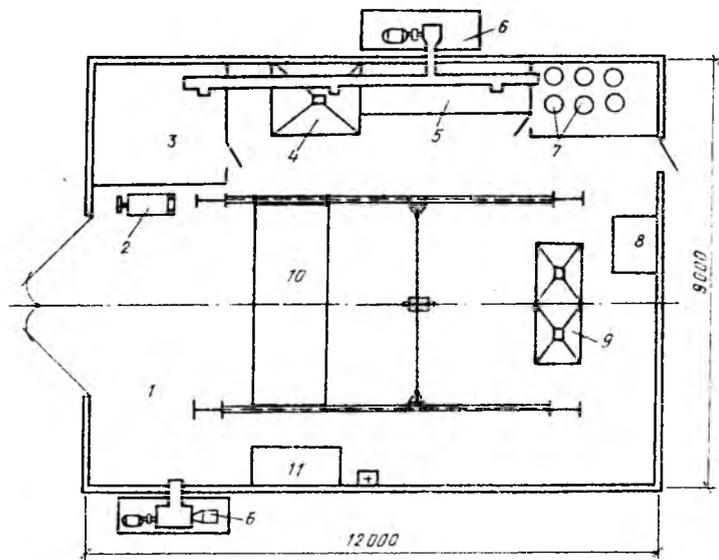


Рис. 3. Схема мастерской для изготовления полимерных матриц
1 — производственное помещение; 2 — растворосмеситель; 3 — склад гипса; 4 — бункер цемента; 5 — участок дозирования и расфасовки полимерных компонентов; 6 — приточная и вытяжная вентиляция; 7 — полимерные компоненты; 8 — проточная камера для разогрева эпоксидной смолы; 9 — бункеры наполнителей; 10 — поддон для изготовления гипсовых моделей и матриц из эпоксидного состава; 11 — емкость для воды

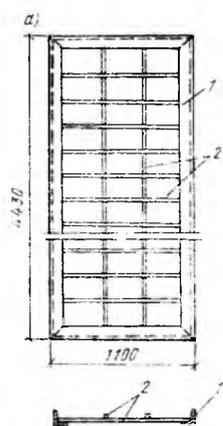
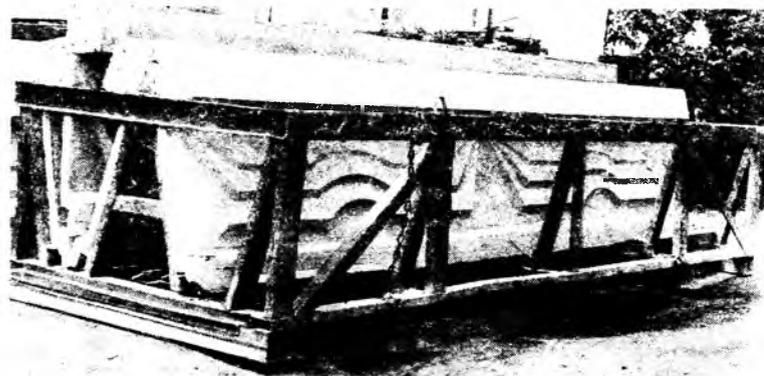


Рис. 4. Матрица для изготовления рельефной стойки входа СВ-1 крупнопанельного дома
а — каркас матрицы; б — установка матрицы в форме стойки входа СВ-1; 1 — рама каркаса из L 100×100×8; 2 — арматурная сетка из стержней Ø8А-III; 3 — матрица из полимербетона; 4 — форма для СВ-1; 5 — борта



Рис. 5. Подготовленные к бетонированию армированные формы ограждений лоджий с установленными в них полимербетонными матрицами

Рис. 6. Контейнер с рельефными стенками ограждений лоджий



Составляющие компоненты	Состав в весовых частях	Расход на 1 м ³ , кг	Расход на одну матрицу, кг
Эпоксидная смола (ЭД-5, ЭД-6, ЭД-14, ЭД-15, ЭД-20, ЭПС-1)	100	248	40
Кварцевый песок	100	248	40
Гранитный щебень	200	496	80
Портландцемент М400	100	248	40
Графит КЛТ	15	37,2	6
Уретановый клей УК-1	4	9,9	1,6
Отвердитель уретанового клея	0,1	0,3	0,048
Ацетон	8	19,8	3,2
Полиэтилен-полнами (ПЭПА)	10	24,8	4
Пластификатор дибутилфталат (ДБФ)	8	19,8	3,2

Примечание. Объем одной матрицы лоджий равен 0,16 м³ полимербетона.

ряду с портландцементом марки 400 и в равном с ним соотношении по массе применяют различные эпоксидные полимеры типа ЭД. В качестве крупного заполнителя используют гранитный щебень или стеклокрошку фракции до 4...5 мм, а мелкого — кварцевый песок, наполнители и отвердители. Для улучшения свойств полимербетона вводят пластификатор дибутилфталат. По опыту завода, оптимальное количество полимерного вяжущего составляет 18...21 % по массе. Недопустимо увеличение смоляной части связующего, так как это снижает модуль упругости и теплоустойчивость, а также повышает усадку и ползучесть матрицы.

Началу изготовления полимербетона предшествует тщательная подготовка исходных компонентов. Их дозировка соответствует объему изготавливаемой матрицы (см. таблицу). Кварцевый песок и гранитный щебень пресейвают, удаляя из них фракции размером более 5 мм, а также пылевидные фракции. Заполнители просушивают до полного удаления влаги калорифером, а при наличии органических примесей выжигают их при прокаливании.

Для повышения экономии полимерных компонентов подбирают гранулометрический состав заполнителей, обеспечивающий минимальную пустотность. Поверхность заполнителей должна обладать хорошими адгезионными связями и высокими демпфирующими характеристиками.

Для уменьшения вязкости

эпоксидную смолу разогревают до 45...65 °С и заливают в смеситель, затем при постоянном перемешивании вводят другие компоненты. Полученную однородную массу эпоксидного состава из смесителя выливают в специальную емкость, транспортируемую тельфером. Элементы форм (матриц) из полимербетона выполняют по литьевой технологии (рис. 4). В течение 15...20 мин по поверхности модели разливают и разравнивают виброрейкой пластичную полимербетонную массу. Подвижность смеси достигается благодаря наличию в ней разжижителей и пластификаторов. Эта технология позволяет получать полимербетонные рельефные элементы форм сложной конфигурации. В течение суток полимербетон набирает 75...85 % проектной прочности. Готовую матрицу транспортируют в цех крупнопанельного домостроения, где устанавливают в переналаживаемую форму наружной стеновой панели, лоджии или другие изделия и закрепляют в проектное положение с помощью болтовых соединений (рис. 5).

В связи с тем, что полимербетон формы систематически подвергается термовлажностному воздействию, его состав обеспечивает теплоустойчивость 120...180 °С, водопоглощение за сутки не превышает 0,018 %, теплоемкость более 1 кДж/(кг·К), коэффициент теплопроводности не превышает 1,4...1,8 Вт/м·К, и коэффициент температурного расширения около (11...13) 10⁻⁶ 1/К. Эти параметры позволяют получать формуемые

рельефные элементы высокого качества.

На эксплуатацию полимерных элементов положительно влияют высокие демпфирующие и коррозионно-стойкие свойства, позволяющие предотвратить разрушение формы от регулярных вибрационных воздействий при формировании изделий и влияния влаги, содержащей агрессивные щелочные компоненты. Снижение эффективности вибрации формы компенсируется вибропроработкой бетонной смеси через арматурные сетки и каркасы.

Опыт работы завода КПД № 1 с использованием полимербетона показывает, что продолжительность эксплуатации этих элементов форм составляет 180...230 формовок без разрушения структуры. Это объясняется также прочностными характеристиками материала: при сжатии 40...60, при изгибе — 20...25 МПа.

Изготовленные изделия с рельефной поверхностью на складе готовой продукции по 4...6 шт. устанавливают в специальные металлические контейнеры, исключаящие околы рельефов, и транспортируют на площадку монтажа крупнопанельных зданий. На рис. 6 показан контейнер с рельефными плитами ограждений лоджий.

Известно, что стоимость полимербетона выше, чем стали, однако практика его использования показала, что полимербетонные матрицы повышают технические характеристики форм для изготовления изделий с глубоким рельефным рисунком, позволяют сократить время и трудозатраты при изготовлении матриц, стоимость их становится ниже, чем аналогов из стали и чугуна.

При постоянном производстве полимербетонных матриц на заводе КПД № 1 затраты уменьшаются на 43 %, расход электроэнергии на 38 %, металлоемкость форм на 12 %, а также снижается себестоимость продукции. При этом обеспечивается возможность получения широкой номенклатуры изделий с различными вариантами рельефа

В. Д. ХОВАНСКИЙ, канд. техн. наук, А. В. АТИВАНОВ, П. С. ВОН, инженеры (НПО «Союзспецфундаментстрой»); В. М. ЦЕЛИЦО, инж. (ПСО «Тюменьгражданжилстрой»)

Транспортирование бетонной смеси на предприятиях стройиндустрии

При производстве бетонных работ на заводах стройиндустрии наиболее трудоемкой технологической операцией являются подача бетонной смеси от бетоносмесительных узлов к формовочным постам и ее распределение. С этой целью обычно используют мостовые краны, ленточные транспортеры, пневмонагнетатели, самоходные бункеры. Наиболее распространена крановая подача бетонной смеси. Преимущество ее перед другими способами — низкие капитало затраты, обусловленные универсальностью оборудования, простота обслуживания, позволяющая использовать рабочих низкой квалификации, возможность подачи различных по составу бетонных смесей. Недостаток крановой подачи смеси — низкая скорость укладки, высокая трудоемкость и цикличность процесса.

Повысить производительность бетонных работ и увеличить выпуск готовых изделий без реконструкции производственных мощностей можно в результате применения специализированного оборудования для подачи и распределения бетонной смеси. К нему относятся трубопроводная подача на базе поршневых гидравлических бетононасосов и система распределения и укладки, включающая бетоновод, круговые раздатчики и запорно-распределительную арматуру. Преимуществом трубопроводной подачи бетонной смеси являются сравнительно невысокие металлоемкость оборудования и трудоемкость бетонных работ, возможность формования изделий как традиционным способом, с послышной укладкой бетонной смеси, так и безвибрационными способами — напорным бетонированием, гидродинамическим прессованием; удобство обслуживания и эксплуатации; возможность введения линий в действующее производство без его остановки; многовариантность исполнения бетоноукладочного комплекса, а также улучшение культуры производства.

Эффективность трубопроводной подачи обусловлена повышением производительности бетонных работ. Это достигается благодаря непрерывности подачи бетонной смеси по трубопроводу, регулированию подачи насосов, возможности приемки смеси одновременно от нескольких смесителей и комплексной механизации наиболее трудоемких процессов подачи, распределения и укладки бетонной смеси.

Бетононасосами можно перекачивать по трубам бетонные смеси с $O.K. = 4...18$ см и с крупностью заполнителя до 40 мм. Трубопроводный транспорт гарантирует высокое качество и однородность готовых изделий из бетона, поскольку перемешанные и неоднородные смеси не перекачиваются по трубам. Кроме того, в процессе движения бетонной смеси по трубам меняются ее реологические характеристики, в результате чего прочность готовых изделий повышается на 10...15 %.

НПО «Союзспецфундаментстрой» ведет работы по разработке, отладке и внедрению технологических комплексов оборудования для трубопроводной подачи бетонной смеси на заводах ЖБИ, ДСК и КПД. Такой комплекс обычно состоит из двух бетононасосов (рабочего и резервного), бетоновода, системы распределения смеси по формовочным постам и вспомогательной арматуры. Система распределения смеси состоит из круговых раздатчиков бетонной смеси и переключателей потока. Вылет раздатчиков определяется планировкой кассет и их размерами. Установка одного раздатчика с увеличенным вылетом для обслуживания двух кассет на ДСК в г. Темиртау оказалась нецелесообразной из-за значительных нагрузок в сочленениях секций и неудобства обслуживания их одним оператором. Более эффективна установка одного раздатчика на каждую кассету.

Разработанный в НПО «Союзспецфундаментстрой» технологический комплекс трубопроводной по-

дачи бетонной смеси к формовочным постам внедрен на заводе КПД ПСО «Тюменьгражданжилстрой» (рис. 1). Предварительно выполнили технологическую подготовку, заключающуюся в выборе комплекта и параметров оборудования бетоноукладочного комплекса, в привязке оборудования к условиям действующего производства, в оптимизации составов бетонных смесей. Необходимое оборудование было спроектировано, изготовлено и установлено в кассетном цехе. Кроме того, для введения в технологическую линию модернизировали поршневые бетононасосы БН-60, изготовленные Кемеровским ремонтно-механическим заводом. Необходимость их модернизации была вызвана несоответствием конструкции основного узла бетононасоса — распределительного устройства — специфике производства в условиях КПД. При работе насоса происходили частые отказы, основная причина которых заключалась в наличии застойных зон в приемном бункере, где смесь заклинивала поворотный распределительный патрубок. Кроме того, смесь с заполнителями фракций до 40 мм бетононасосом не перекачивалась.

В НПО «Союзспецфундаментстрой» разработали чертежи конструкции распределительного устройства бетононасоса с S-образным поворотным патрубком и приемного бункера без застойных зон. После изготовления их установили на бетононасосах БН-60 (рис. 2).

Магистральный бетоновод длиной 220 м собирали из звеньев диаметром 125 мм, длиной 3 м, соединенных между собой быстро-разъемными замками. Система распределения и укладки бетонной смеси в кассеты включала восемь круговых раздатчиков РК-5 (рис. 3), установленных на кассетах, и переключателей потока. С помощью последних к магистральному бетоноводу можно подключить любой из восьми распределителей РК-5 или звено для их

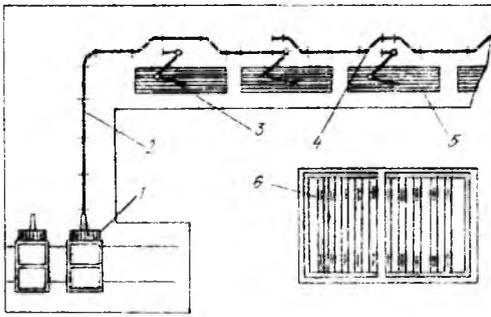


Рис. 1. Технологическая линия трубопроводной подачи бетонной смеси к формовочным постам

1 — бетононасос; 2 — бетоновод; 3 — раздатчик бетонной смеси; 4 — переключатель потока бетонной смеси; 5 — кассетная установка; 6 — готовые изделия

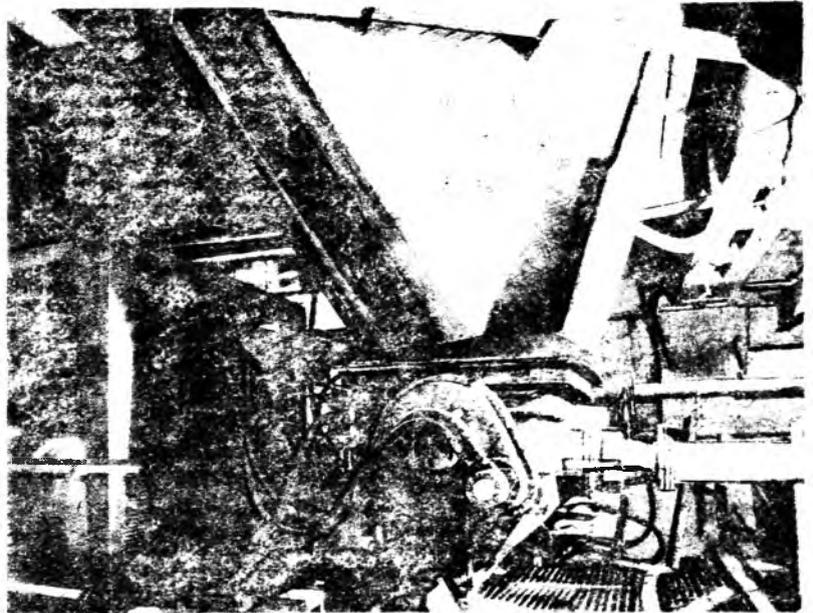
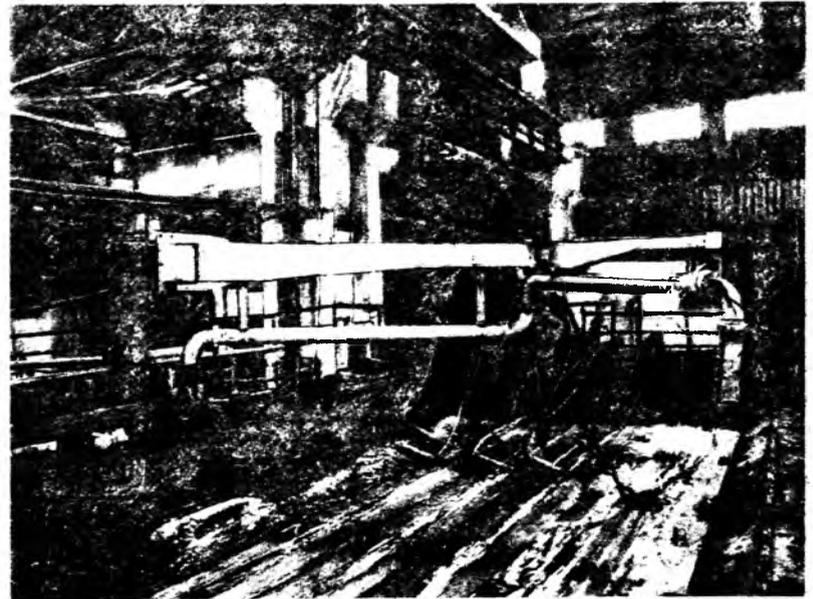


Рис. 2. Модернизированное распределительное устройство бетононасоса БИ-60 с приемным бункером увеличенной емкости

Рис. 3. Раздатчик бетонной смеси РК-5



очистки сжатым воздухом.

Технологией предусмотрено последовательное бетонирование всех кассет, начиная с дальней. После окончания бетонирования одной кассеты поток переключали на другую, а распределитель прочищали сжатым воздухом. Магистральный бетоновод очищали также сжатым воздухом, при этом рассчитанное количество смеси вытеснялось в последнюю кассету.

Технологическую линию обслуживало звено из трех человек. Для загрузки бетононасоса бетонной смесью служили перегрузочные бункеры: один на рельсовом ходу, другой — стационарный. Емкость приемного бункера бетононасоса была увеличена до $1,5 \text{ м}^3$ (два замеса бетоносмесителя по $0,75 \text{ м}^3$).

В процессе эксплуатации комплекса откорректировали составы бетонных смесей, поскольку применяемые смеси не обеспечивали повышения объема цементного теста над объемом пустот заполнителя для передачи давления через жидкую составляющую и образования пристенного смазывающего слоя в бетоноводе. Причиной этого явилось отсутствие в гранулометрическом составе требуемого количества заполнителей фракции $2...8 \text{ мм}$.

Совместно с заводом КГД подобрали оптимальный состав

бетонной смеси на имеющихся заполнителях. Экспериментальная проверка предложенного состава бетонной смеси показала, что ее реологические характеристики обеспечивают получение требуемых физико-механических характеристик бетона. Состав смеси на 1 м^3 следующий: цемент 335, щебень фракций $5...10 \text{ мм}$ 387, щебень фракций $10...20 \text{ мм}$ 203, песок 700 кг, вода 180, пластификатор 14 л.

Готовая к перекачиванию бетонная смесь имела $O.K.=12 \text{ см}$. На выходе из бетоновода $O.K.=18...20 \text{ см}$. Лабораторные испытания показали повышение прочности бетона по сравнению с паспортной с 15 до $20...22 \text{ МПа}$, что обусловлено как рациональным гранулометрическим составом бе-

тонной смеси, так и положительным воздействием на смесь процесса ее движения по трубам. Оптимизация состава смеси позволила снизить энергоемкость процесса ее подачи по трубам. Рабочее давление в гидросистеме главного привода бетононасоса при длине трассы 220 м не превышала 10 , в гидросистеме распределительного устройства — 14 МПа .

За время эксплуатации технологической линии было уложено в кассеты 620 м^3 бетонной смеси. Весь цикл от приготовления бетонной смеси до ее укладки показал работоспособность линии, эффективность принятых технологических решений, перспективность примененных трубопроводного транспорта бетонных смесей на заводах ЖБИ, ДСК и КГД.

УДК 666.972.035.51

С. А. ШИФРИН, Л. И. ИВЛИЕВА, кандидаты техн. наук (ВНИПИТеплопроект); А. В. КОЛЛЕГАНОВ, канд. техн. наук (Грозненский нефтяной ин-т)

Использование сухих смесей при бетонировании протяженных конструкций на замороженном основании

В настоящее время в технологии строительного производства используют сухие бетонные и растворные смеси, приготовляемые на специализированных заводах. Способствуя рациональному расходованию сырья и реализации гибких технологий, это позволяет также по-новому подойти к обеспечению необходимого снижения материальных и энергетических затрат при устройстве монолитных конструкций в контакте с мерзлым основанием. При этом целесообразно послойное бетонирование с первоначальным распределением непосредственно на грунтовом основании слоя сухой бетонной смеси и последующей укладкой поверх этого слоя затворенного бетона*. Таким образом уменьшаются отток тепла в грунт и скорость распространения тепла. Одновременно вследствие переноса влаги в сухую смесь из верхнего бетонного слоя обеспечиваются дополнительное его упрочнение, гидратация цемента в сухом слое и образование единой монолитной конструкции.

Во ВНИПИТеплопроекте исследовали технологические параметры послойного бетонирования с целью определения условий наиболее полной реализации потенциальных возможностей сухих смесей. В результате установлены отсутствие существенного влияния сил тяжести и определяющая роль капиллярных сил в движении воды. Причем затворенный бетон вовлекается в процесс влагопереноса на глубину 0,05...0,06 м от зоны контакта с сухим слоем. Как показала оценка прочности на сжатие отдельных слоев конструкции, эффект дополнительного уп-

рочнения обнаруживается также только в приконтактной зоне такой же толщины.

Выявленный механизм влагопереноса в системе «затворенный бетон — сухая бетонная смесь» дал возможность определить границы рационального применения сухих смесей с позиции снижения материальных ресурсов (расхода цемента) и выбрать методы обеспечения максимально возможной прочности бетона сухого формования.

Поскольку величина капиллярных сил характеризуется размером пор, то можно ожидать, что конечные физико-механические свойства сухого слоя будут вначале определяться степенью уплотнения его компонентов и равномерностью их распределения в объеме, а затем скоростью протекания гидратационных процессов, препятствующих влагонасыщению сухого слоя в направлении грунта. В результате установлено, что для бетонов с расходом цемента 200...300 кг/м³ уплотнение сухой смеси увеличивает прочность на сжатие и при изгибе. Наиболее интенсивный прирост выявлен при повышении плотности с 2200 (свободное насыпное состояние) до 2300...2350 кг/м³: на 4 на сжатие и на 0,51 МПа на растяжение при изгибе. Дальнейшее уплотнение до 2400...2450 кг/м³ повысило прочность дополнительно на 20...30 % первоначальной. В то же время для бетонов с расходом цемента 420 кг/м³ уплотнение не дало положительного эффекта, что объясняется по-видимому, влиянием вяжущего, увеличение количества которого уже препятствует влагонасыщению сухого слоя.

Полученные данные позволили предположить, что для повышения прочности конструкции, кроме увеличения объемной массы бетона

сухого формования уплотнением, необходимо увеличить его влагосодержание вследствие уменьшения химически связанной влаги в затворенном бетоне. Простейшим способом реализации этого является увеличение водоцементного отношения затворенного бетона благодаря сокращению расхода цемента в нем, с учетом дополнительного запаса прочности у затворенного бетона при послойном бетонировании.

Анализ экспериментальных данных подтверждает эти предпосылки и показывает, что содержание цемента в затворенном бетоне можно снизить на 50...60 кг/м³:

Сокращение расхода цемента, кг/м ³	Прочность бетона, МПа
0	27,1/3,21*
25	24,5/3,19
50	23,7/3,22
75	23,1/3,14
100	22,4/3,13

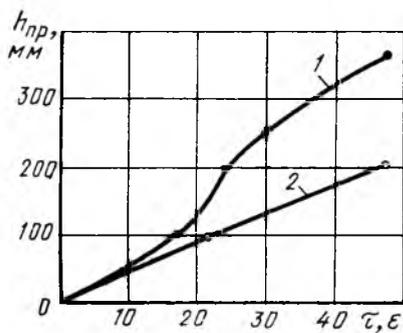
* Перед чертой — на сжатие, после черты — на растяжение при изгибе.

Для сравнения прочность образцов из затворенного бетона составляет 23,4 и 3,15 МПа. Анализируя экспериментальные данные о толщине слоя с активным перемещением влаги и влияние расхода цемента на дополнительное упрочнение бетона при предлагаемом послойном бетонировании, сделали вывод о том, что наиболее рационально использование сухих бетонных смесей при устройстве подготовок под полы и фундаменты и пром площадок, где толщина бетона не превышает 100...200 мм.

Влияние гидратационных процессов на снижение влагопереноса учитывали при разработке режимов тепловой обработки бетона в конструкции при послойном бетонировании в холодный период года. Экспериментально установлено, что температурный режим твердеющего бетона должен включать стадию выдерживания при температуре 10...20 °С продолжительностью 4...5 ч и подъем температуры со скоростью 5...10 °С/ч.

Теплозащитные возможности сухого подслоя оценивали при определении теплопроводности отдельных слоев двухслойной конструк-

* А. с. 591570 МКИ³ СО4В 41/30. Способ бетонирования монолитных конструкций / А. Д. Козлов, Б. А. Крылов, А. В. Лагойда и др. (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1978. — № 5.



Глубина оттаивания грунта при устройстве монолитной подготовки под полы

1 — традиционное бетонирование;
2 — послойное бетонирование с использованием сухой бетонной смеси

ции методом цилиндрического зонда. По данным измерений теплопроводность сухой бетонной смеси в течение достаточно длительного периода сохраняется на уровне 1...1,2 Вт/(м·К), что в 2...2,5 раза ниже аналогичного показателя для затворенного бетона.

Производственные испытания технологии послойного бетонирования протяженных конструкций осуществляли при температуре -18°C при устройстве монолитной бетонной подготовки под полы промздания. Проектная толщина конструкции составляла 0,12 м, класс бетона В15. Сухую бетонную смесь укладывали на замороженное основание и уплотняли до объемной массы 2300 кг/м^3 . Для сравнения забетонировали участок с использованием только затворенного бетона толщиной 0,12 м. Бетон прогревали электронагревателями на основе углеграфитовой ткани.

В соответствии с температурой твердеющего бетона время достижения 50 % R_{28} для конструкций с послойным бетонированием составило 42, для обычной — 56 ч, а расход энергии на ТВО 126,5 и 179,5 кВт·ч/м³. Глубина оттаивания грунта при устройстве подготовки без слоя сухой бетонной

смеси почти вдвое превысила аналогичный показатель для послойного бетонирования (см. рисунок). Извлеченные после достижения 50 % R_{28} из бетонного массива образцы в течение 28 сут выдерживали в нормальных условиях, а затем подвергали прессовым испытаниям. При этом прочность составила 22,2 для послойной и 20,8 МПа для традиционной технологии.

Выводы

Использование сухих бетонных смесей позволяет при послойном бетонировании монолитных конструкций толщиной 100...200 мм снизить расход цемента на 50...60 кг/м³, сократить на 50 кВт·ч/м³ расход энергии и вдвое уменьшить глубину оттаивания грунтового основания.

В помощь проектировщику

УДК 721.059.4:691.328

Л. П. ЖДАХИН, д-р техн. наук, проф. (Уральский политехнический ин-т)

Определение пробиваемости стенок бункеров падающим щебнем

Ударное действие на стенку щебенки, содержащейся в падающем потоке сыпучих из щебня в бункер представляет собой разреженную среду, отличную от насыпной плотности при покое. Прочность щебня из дробленых гранитов, известняков и других горных пород превосходит прочность обычного тяжелого бетона. Минимальные размеры граней щебенки более 5 мм, а максимальные $1/6$ наименьшего поперечного размера железобетонной конструкции.

В Уральском политехническом институте исследовали силу удара первой с наименьшей массой из потока щебенки, коснувшейся стенки (днища) железобетонного бункера. При этом полагали, что перемещения масс днища и стенок бункера, вызванными ударом щебенкой, можно пренебречь, при мгновенном взаимодействии ще-

бенки с бетоном стенки удар считали абсолютно неупругим (коэффициент восстановления равен нулю); время взаимодействия равно начальному мгновению действия щебенки; локальную деформацию, вызванную сквозным пробиванием бетона щебенкой, задавали в виде призмы, расположенной в границах четырех стержней прямоугольных арматурных сеток стенок и днища.

Сила удара одной щебенкой по горизонтальному плоскому днищу или грузом по плите железобетонного ребристого перекрытия

$$F_{str. part} = \frac{\Delta S}{\Delta t}, \quad (1)$$

где ΔS — изменение импульса материальной точки (камня) между мгновениями начала S_1 и конца S_2 удара по горизонтальному плоскому днищу бункера или плите ребристого перекрытия; $\Delta S = S_2 - S_1$; Δt — время взаимодействия материальной точки с днищем или продолжительность между

мгновениями начала t_1 и конца t_2 действия удара камня по днищу (плите): $\Delta t = t_2 - t_1$.

Выражение (1) заимствовано из интегрального эффекта, равного изменению количества движения, описанному суммой произведений силы удара на элемент времени, а именно $S = \int F(t) dt$.

Для рассматриваемого частого случая прямого удара и пробивания бетона днища щебенкой приравняем нулю S_2 и t_2 .

Известно, что энергия удара щебенкой наибольшей массы по днищу или стенке приводит к мгновенному взаимодействию двух различных по физико-механическим свойствам тел и локальному ярко выраженному деформированию бетона. В месте контакта с этой щебенкой с бетоном локальное мгновенное деформирование происходит вследствие начального смятия и дробления бетона, с последующим его срезом и сквозным пробиванием стенки. На основании этого такой удар щебенкой по стенке считают абсолютно неупругим, так как коэффициент восстановления по Ньютону $K = V_2/V_1 = 0$ (V_1, V_2 — скорости в начале и в конце

действия удара). Абсолютно неупругий удар можно сравнить при взаимодействии частицы (щебенки) со слоем ранее упавшего песка (щебня с пустотами или соответствующей пустоты — сквозного отверстия, с предполагаемым концом импульса S_2 в момент времени t_2).

Для случая прямого удара, когда S_2 и t_2 равны нулю, начальное мгновенное импульса щебенки

$$\Delta S = S_1 = S = m_{part} V_{part}, \quad (2)$$

начальное мгновенное времени касания щебенкой дна

$$\Delta t = t_1 = t, \quad (3)$$

где m_{part} — наибольшая масса щебенки, одной из первых в падающем разреженном потоке коснувшейся дна, приведшей к удару и сквозному пробиванию бетона; V_{part} — средняя скорость свободно падающей щебенки (при $V_{0i} = 0$) $V_{part} = 0,5\sqrt{2gh_{ci}}$; h_{ci} — уточненная высота свободного падения щебенки; $h_{ci} = V_{part,i} t_{part,i}$; $t_{part,i}$ — среднее время падения щебенки; $t_{part,i} = h_{ci}/V_{part,i} = \sqrt{2h_{ci}/g}$.

Расчетную максимальную силу прямого удара и сквозного пробивания бетона дна щебенкой, одной из первых с наибольшей массой в разреженном падающем потоке щебня, коснувшейся дна, вычислим с использованием приведенных значений по формуле

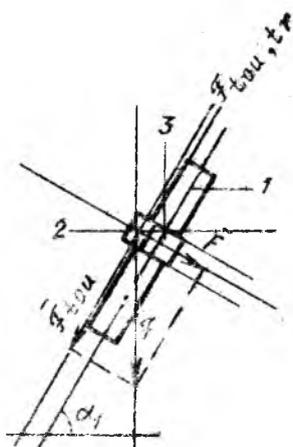
$$F = \frac{\Delta S}{\Delta t} = m_{part} \frac{V_{part}}{\Delta t} = m_{part} \frac{\sqrt{2gh_{ci}}}{2t_{part}} = 0,5 gm_{part}. \quad (4)$$

Затем условие расчетной максимальной силы удара щебенкой наибольшей массы, которая должна быть не более минимальной силы сопротивления бетонной призмы срезу, развивающейся в дна, представим в виде

$$F \leq R_{bd} u_m h_0, \quad (5)$$

где R_{bd} — расчетное сопротивление бетона срезу: $R_{bd} = 0,7\sqrt{R_b R_{bt}} \leq 2R_{bt}$; 0,7 — коэффициент, учитывающий вид тяжелого цементного бетона железобетонного бункера класса $\geq B15$; u_m — средний параметр различных по высоте очертаний поперечных сечений призмы, образуемой пробиванием при срезе; h_0 — высота призмы, примерно равная рабочей высоте дна: $h_0 \approx h$.

Динамическая прочность бетона исследована в источнике [2]. На основании модели механических свойств бетона при центральном сжатии построили график зависимости механических свойств бетона от скорости деформирования. Так, при скорости деформирования $10^{-3} \dots 10^{-2} k_{ba} = R_{ba}/R_b = \sigma_{ba}/\sigma_b \approx 1,218$. Для центрального растяжения $k_{ba} = R_{ba}/R_b \approx 1,218$. Кроме



Взаимодействие двух материальных тел с различными физико-механическими свойствами при ударе

1 — железобетонная стенка; 2 — взаимодействие двух материальных точек и соответствующие им нормальная F и касательная F_{tou} силы, вызванные косым ударом F щебенкой по стенке; 3 — начальное мгновенное образование призмы и сквозного отверстия в бетоне стенки

этих множителей необходимо дополнительно вводить коэффициент $\gamma_{m} \approx 0,9$, учитывающий условия работы бетона естественной влажности, т. е. $k_{ba}\gamma_{m}R_b$ и $k_{bt}\gamma_{m}R_{bt}$. Значение γ_{m} следует уточнять с использованием рекомендаций СНиПа.

Соблюдая условие (5), можно установить наибольшую силу удара щебенкой, ее массу и размеры в падающем потоке. Для случая сохранения более высокой крупности щебня рекомендуется провести анализ и корректировку начальной мгновенной скорости, увеличения класса бетона или толщины дна, установки противоударной облицовки (футеровки) и внедрения других конструктивных мероприятий с целью предотвращения пробивания бетона.

Итак, в падающем потоке щебня в бункер прямым ударом одной из первых с наибольшей массой щебенки по дну мгновенно пробиваются бетонная призма и сквозное отверстие с равными боковыми поверхностями. На одной высоте призмы и отверстия встречаются переменные поперечные сечения (прямоугольные, трапециевидные, круглые). Это зависит от толщины дна, физико-механических характеристик заполнителей тяжелого бетона, контуров и поверхностей щебенки на контактах с дном и других причин. Так, при ударе щебенкой с прямоугольной площадкой на контакте с дном можно ожидать образования бетонной призмы и сквозного

отверстия с различными по высоте поперечными сечениями. При ударе ребром или углом щебенки по дну происходит частичное или полное раздробление бетонной призмы.

В расчетах может встретиться железобетонная плита в здании перегрузочного распределения сыпучих материалов, воспринимающая в момент разрыва транспортной ленты прямой удар противосесом. Учитывая значительную массу противосеса и большую свободную высоту падения, прямой удар пробивает массивную железобетонную плиту. Поэтому высокую кинетическую энергию гасящих введением специальной деревянной конструкции, в которой элементы начиная сверху вниз меньше и меньше разрушаются. Нижние элементы конструкции (амортизаторы и плита) могут остаться без повреждений. Возможен вариант передачи части удара на амортизатор и части на плиту.

Принимая угол наклона стенки к горизонтали равным α_1 , заметим, что при $\alpha_1 = 0$ рекомендации по определению прямого удара щебенкой и расчету его приведены ранее; для $\alpha_1 = \dots 45 \dots 90^\circ$ (вертикальная стенка) вычисляют силу косоугольного удара F щебенкой по наклонной площадке стенки, приложенной в точке 2, а затем — силу прямого удара \bar{F} на ту же площадку, в той же точке (см. рисунок). Расчетную максимальную силу косоугольного удара F находят по зависимости (4) для щебенки наибольшей массы в свободнопадающем разреженном потоке щебня.

Известно [3], что на контакте двух сред (сыпучего материала и железобетона) должно выполняться условие сухого трения

$$Q \leq N \operatorname{tg} \varphi, \quad (6)$$

где $N(\bar{F})$, $Q(\bar{F}_{tou})$ — нормальная и касательная силы на соответствующей площадке стенки; $\operatorname{tg} \varphi = \mu$ — тангенс угла φ внешнего трения, равный коэффициенту кинематического (внешнего) трения.

При соблюдении условия (6) частицы сыпучей среды не могут двигаться относительно стенки, а те части площади стенки, на которые распространяется это условие, называют зонами зацепания. При $Q = N \operatorname{tg} \varphi$ произойдет скольжение частиц сыпучего материала по стенкам, а части площади, на которые распространяется это равенство, являются зонами развитого трения. В последнем случае

отмечают трение скольжения или кинематическое трение.

При энергии удара щебенкой наибольшей массы, первой из падающего потока коснувшейся наклонной стенки, возможно начальное раздробление бетона с последующим мгновенным образованием бетонной призмы и пробиванием сквозного отверстия (см. рисунок). Можно также представить вариант полного разрушения призмы при косом и прямом ударах щебенкой по стенке или днищу.

Скольжение щебенки по стенке отсутствует, если

$$\bar{F}_{\text{тоу}} < F_{\text{тоу, тр}}, \quad (7)$$

где $\bar{F}_{\text{тоу}}$ — касательная к стенке сила; $F_{\text{тоу}} < F \sin \alpha_1$; $F_{\text{тоу, тр}}$ — сила кинематического (внешнего) трения; $F_{\text{тоу, тр}} = F \operatorname{tg} \gamma = F \mu$; F — нормальная сила на соответствующей площадке стенки или расчетная максимальная сила прямого удара по стенке; $F = F \cos \alpha_1$; F — расчетная максимальная сила косоугольного удара наибольшей массой щебенки в точке 2 на соответствующей площадке стенки, определяемая по выражению (4).

Прослеживается связь между углом наклона стенки α_1 и харак-

теристикой сыпучей среды φ , по которым легко построить графики зависимости при отсутствии движения сыпучей среды относительно стенки (1-й случай), а также зависимости скольжения сыпучего материала по стенке при $\bar{F}_{\text{тоу}} = \bar{F}_{\text{тоу, тр}}$ (2-й случай). Дальнейшие исследования и расчеты на косой удар щебенкой по стенке рекомендуется производить по формулам (4) и (5).

Исследования, анализ, а также рекомендации по расчету на прямой и косой удары и соответствующие им пробивания днищ и стенок щебенками наибольшей массы, содержащимися в падающих разреженных потоках сыпучих сред из щебня в железобетонные бункеры, облегчат составление проектного задания о нагружении щебенкой наибольшей массы бункеров, а также о распределении щебенки по фракциям для крупных заполнителей бетонов.

Предварительно следует рассчитать стенку кинематическим способом метода предельного равновесия на действие расчетных сил

удара по стенке падающим потоком щебня (по преобладающей средней массе щебенки), **аналогичные** ординаты **эпюр** которых вычисляют в **точках** пролетного сечения **стенки бункера** [1]. При этом необходимо уточнить продолжительность удара потока щебня по стенке. Затем рекомендуется проверить на удар и сквозное пробивание стенки щебенкой наибольшей массы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ждахин Л. П. К определению сил и продолжительности ударов потоков сыпучих тел по стенкам железобетонных бункеров // Строительная механика и расчет сооружений. — 1991. — № 6.
2. Попов Г. И. Железобетонные конструкции, подверженные действию импульсных нагрузок. — М.: Стройиздат, 1986.
3. Ждахин Л. П., Шакиров К. А., Валинецкий А. В. К расчету пространственно-комбинированных систем из двух совместно работающих физических сред // Строительная механика и расчет сооружений. — 1987. — № 2.

Теория

УДК 691.327:539.37/.38

А. Ф. ОСТАПЕНКО, инж. (ЦНИИЭП учебных зданий)

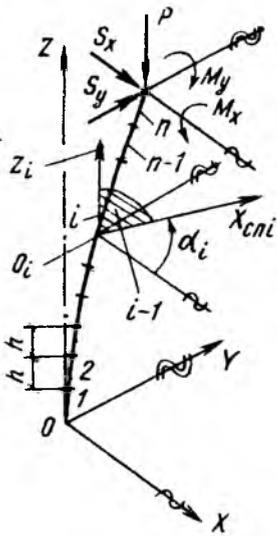
Метод нейтральной оси и спрямляющей плоскости в пространственном расчете железобетонных колонн

Об удобстве вычисления упруго-геометрических характеристик двух расчетных сечений относительно нейтральной оси отмечалось в источнике [1], где в качестве примера приведен расчет для случая плоского изгиба со сжатием [2]. Из источника [3] следует, что изгиб элемента стержня в пространстве происходит в спрямляющей плоскости физической оси стержня и только в ней, так как кривизна пространственной кривой в любой плоскости, перпендикулярной спрямляющей, равна нулю. При гипотезе плоских сечений эта плоскость перпендикулярна нейтральной оси сечения, иначе ненулевая кривизна в плоскости, параллельной этой оси, нарушит равенство деформаций сечения в точках, равноудаленных от указанной оси. Поэтому можно соста-

вить только одно дифференциальное уравнение изгиба для конечного элемента, а именно в спрямляющей плоскости физической оси стержня, положение которой принимают неизменным в пределах элемента. Таким образом пространственная задача сводится к одной плоской задаче для каждого элемента. При этом необходимо вычислить жесткость элемента относительно нейтральной оси. Относительно нее же рассматривают равновесие внутренних и внешних моментов. Данные моменты являются обобщенными, поскольку вызывают кроме изгиба еще и сжатие элемента вдоль физической оси стержня. Главным достоинством метода нейтральной оси и спрямляющей плоскости является то, что посредством адекватного отображения физической сущности про-

странственного изгиба стержня со сжатием удается настолько рационализировать расчет, что можно получить лаконичное замкнутое решение алгоритма «стержень» в единой дважды нелинейной задаче. Итерационное чередование алгоритмов «стержень — сечение — стержень» при этом не упраздняется. Предлагаемое решение не учитывает кручения, считая жесткость на кручение значительной по сравнению с крутящими моментами.

Рассмотрим стержень, разбитый на n конечных элементов (см. рисунок). В $n+1$ точках полагают известными (из алгоритма «сечение») кривизны K_i физической оси стержня в спрямляющих плоскостях этой оси, повернутых на углы α_i относительно оси симметрии сечения, а также расстояния d_i от геометрических центров сечений O_i до нейтральных осей. Расчет каждого конечного элемента производят в локальных координатах $Z, OX_{\text{сн}}$, находящихся в спрямляющей плоскости этого элемента. Стержень может быть произвольно закреплен по концам, а связи верхнего конца



Расчетная схема колонны
I — спрямляющая плоскость i-го элемента

опущены и заменены поперечными усилиями S_x, S_y и изгибающими моментами M_x, M_y . На стержень действует продольная сжимающая сила P .

Общее решение дифференциального уравнения изгиба i-го конечного элемента

$$X_{cni} = A_i \cos(t_i Z_i) + B_i \sin(t_i Z_i) + F_i + d_i + \sum_{j=i+1}^n F_j \cos(\alpha_i - \alpha_j) + W, \quad (1)$$

где $W = M_x \cos \alpha_i + M_y \sin \alpha_i + (S_y \times \sin \alpha_i + S_x \cos \alpha_i)[(n-i+1)h - Z_i]$;

$t_i = \sqrt{\frac{P}{R_i}}$; R_i — жесткость элемента относительно нейтральной оси; A_i, B_i — постоянные для первого элемента:

$$A_i = -\frac{K_1}{t_i^2};$$

$$B_i = \frac{-\frac{K_2}{t_i^2} - A_i \cos(t_i h)}{\sin(t_i h)}$$

Постоянные B_i и A_i для остальных элементов определяют из равенства первой производной функции (1) двух соседних элементов в их граничной точке и из равенства второй производной функции (1) в верхней точке i-го элемента известному значению кривизны K_{i+1} :

$$B_i = \left[X'_{cni-1}(h) + \frac{S_x \cos \alpha_i + S_y \sin \alpha_i}{P} \right] \times \frac{1}{t_i};$$

$$A_i = \frac{-B_i t_i^2 \sin(t_i h) - K_{i+1}}{t_i^2 \cos(t_i h)}$$

Все множество данных коэффициентов устанавливают при последовательном переходе от нижних элементов к верхним.

Из условия равенства нулю прогиба в точке Z_i , в локальной системе координат i-го элемента определяют прогиб в верхней точке $Z_i = h$ этого элемента из решения уравнения (1):

$$F_i = -\frac{T}{P} - A_i - d_i - \sum_{j=i+1}^n F_j \times \cos(\alpha_i - \alpha_j), \quad (2)$$

где $T = (S_y \sin \alpha_i + S_x \cos \alpha_i)(n-i+1) \times h + M_y \sin \alpha_i + M_x \cos \alpha_i$.

Прогиб самого верхнего элемента из того же условия

$$F_n = -\frac{L}{P} - A_n - d_n, \quad (3)$$

где $L = (S_y \sin \alpha_n + S_x \cos \alpha_n)h + M_y \times \sin \alpha_n + M_x \cos \alpha_n$.

Переходя последовательно от верхних элементов к нижним, находят все множество прогибов

F_i в локальных координатах. Прогибы колонны относительно глобальной системы координат, центр которой совместим с нижней точкой стержня, а ось OZ направим вдоль недеформированной продольной оси стержня, а оси OX и OY — вдоль осей симметрии сечения, в рассматриваемых i-х точках

$$\left. \begin{aligned} X_i &= \sum_{j=1}^i F_j \cos \alpha_j; \\ Y_i &= \sum_{j=1}^i F_j \sin \alpha_j. \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Приведенные формулы позволяют в замкнутом виде определить прогибы в любой рассматриваемой точке колонны в пространстве при заданных внешних усилиях в рамках алгоритма «стержень».

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Геммерлинг А. В. Расчет стержневых систем. — М.: Стройиздат, 1974. — 207 с.
2. Гусаков В. Н. Устойчивость предельно напряженного внецентренно сжатого стержня, состоящего из разнородных материалов при кратковременном действии нагрузки // Строит. механика и расчет сооружений. — 1971. — № 5. — С. 35—38.
3. Остапенко А. Ф. Концепция метода нейтральной оси и спрямляющей плоскости к пространственному расчету железобетонных стержневых систем // Матер. XXIII Международной конф. в области бетона и железобетона (16—23 мая 1991 г.). — М.: Стройиздат, 1991. — С. 318—319.

которых исследованиях трещиностойкость описывают с помощью коэффициента K_{IC}^n . В других критический коэффициент интенсивности напряжений железобетона K_{IC} получают в ходе испытаний образцов по методике, используемой для нахождения K_{IC}^n . Далее по формулам, связывающим при данном конкретном виде внешнего нагружения K_{IC} и длину трещины l_{cr} , находят по зафиксированной в железобетонном образце длине трещины l_{cr} и K_{IC}^n . Определенные таким образом K_{IC} для одного и того же образца с ростом напряжений σ_c в растянутой арматуре существенно увеличиваются, что объясняется сдерживающим влиянием арматуры на развитие

УДК 624.012.4

К. А. ПИРАДОВ, канд. техн. наук (Грузинский технический ун-т)

Критический коэффициент интенсивности напряжений железобетона

В теории железобетона при определении параметров трещин в последнее время используют методы механики разрушения. Поэтому важной задачей является нахождение точного численного значения и правильное математическое описание критического коэффициента интенсивности напряжений K_c , постоянной материала и основной характеристики его трещиностойкости. Для бетона раз-

работаны различные методики экспериментального установления K_{IC}^n — критического коэффициента интенсивности напряжений в случае развития трещин нормального отрыва, а также эмпирические формулы, позволяющие по некоторым свойствам бетона с высокой точностью рассчитывать K_{IC}^n . Для железобетона не существует формализованных подходов к определению этого коэффициента. В не-

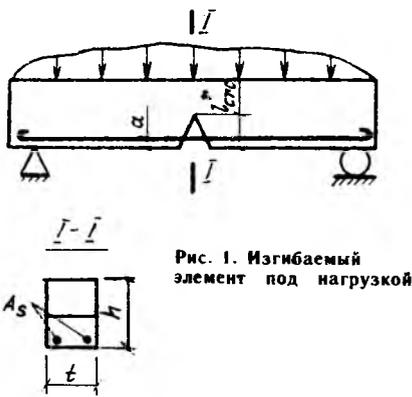


Рис. 1. Изгибаемый элемент под нагрузкой

трещин. Однако непостоянство K_{IC}^s входит в противоречие с сущностью критического коэффициента интенсивности напряжений, что приводит в этом случае к условности коэффициента K_{IC}^s .

Допустим, что к изгибаемому железобетонному элементу приложена внешняя нагрузка, приводящая к образованию трещины длиной $l_{crc} > a$ (a — толщина защитного слоя бетона) (рис. 1). Условно заменим влияние растянутой арматуры на трещину сосредоточенными силами F , приложенными к берегам трещины в центре тяжести арматурного стержня (рис. 2). Используя принцип независимости действия сил

$$K_{IC}^s = K_{IC}^b + \Delta K_{IC}^s \quad (1)$$

где ΔK_{IC}^s характеризует сдерживающее влияние арматуры (сил F) на развитие трещины; K_{IC}^b определяют на бетонных образцах-близнецах с начальной трещиной по известным формулам механики разрушения.

Значение ΔK_{IC}^s найдем, воспользовавшись решением задачи о растяжении полосы с краевой трещиной сосредоточенными силами, приложенными к берегам трещины на расстоянии a от края полосы [1]. Считая, что берега трещины не смыкаются, т. е. задача носит обратимый характер (рис. 3),

$$\Delta K_{IC}^s = \frac{2\sigma_s A_s}{t\sqrt{\pi l_{crc}}} \left[3,52 \times \frac{1-a_0}{(1-l_0)^{3/2}} - \frac{4,35-5,28a_0}{\sqrt{1-l_0}} + \right]$$

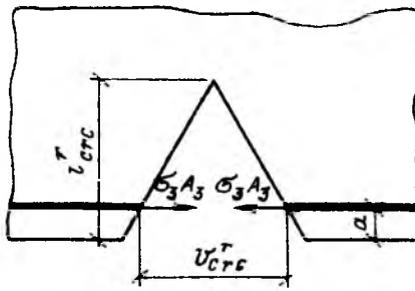


Рис. 2. Фрагмент зоны трещины

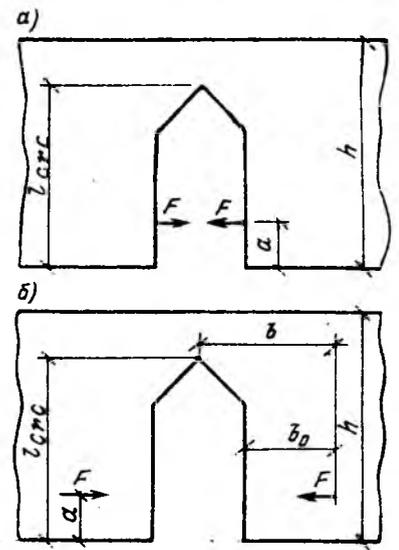
Рис. 3. Сжатие полосы с краевой трещиной силами F , приложенными к берегам трещины (а) и к точкам, отстоящим от берегов трещины (б)

$$+ \left(\frac{1,3-0,3a_0^2}{\sqrt{1-a_0^2}} + 0,83 - 1,76a_0 \right) (1-l_0+a_0l_0), \quad (2)$$

где $a_0 = a/l_{crc}$; $l_0 = l_{crc}/h$; h , t — высота и ширина изгибаемого элемента; A_s — площадь растянутой арматуры; σ_s — напряжение в растянутой арматуре, когда трещина имеет длину l_{crc} .

Численные значения K_{IC} устанавливали по параметрам, полученным из испытаний по схеме четырехточечного изгиба балок, которые изготовляли из бетонов на естественном и искусственном легких заполнителях. При этом образцы были запроектированы таким образом, чтобы их разрушение происходило по нормальному сечению. Напряжения в арматуре измеряли датчиками сопротивления, приклеенными цепочкой на участке зоны чистого изгиба.

Значения K_{IC}^s , рассчитанные по формуле (1), не постоянны, а возрастают с увеличением напряжения в арматуре (см. таблицу). Однако из рис. 2 видно, что после условной замены влияния арматуры силами F , под воздействием некоторой системы сил «внешняя нагрузка + F » находится бетон-



ный элемент, в котором трещина развивается в стесненных условиях устойчиво (в отличие от бетонного изгибаемого элемента, находящегося под действием только внешней нагрузки, где рост трещины протекает неустойчиво). Иначе говоря, K_{IC}^s отличается от K_{IC}^b схемой внешнего нагружения. Величина же K_{IC}^b постоянна, поэтому должны быть постоянными и значения K_{IC}^s , их рост мнимый. То есть в процессе увеличения внешней нагрузки происходит какое-то неучитываемое изменение схемы нагружения, приводящее к искусственному завышению K_{IC}^s . Действительно, с ростом внешней нагрузки постепенно нарушается сцепление арматуры с бетоном и точки приложения сил F расходятся в противоположных направлениях вдоль арматурного стержня от берегов трещины к боковым граням элемента. При изменении схемы нагружения изменяется и математическая зависимость для определения ΔK_{IC}^s . При этом отмечается случай, когда точки приложения сил отстоят от берегов трещины на расстоянии b_0 (см. рис. 3). С учетом источников [2, 3] и значения ΔK_{IC}^s при $a_0 = 0$, в случае нарушения сцепления между

Наименование заполнителя	Нагрузка P , кН	K_{IC}^b , МПа·м ^{1/2}	A_s , см ²	l_{crc} , м	σ_s , МПа	ΔK_{IC}^s , МПа·м ^{1/2}	K_{IC}^s , МПа·м ^{1/2}	b , м	ΔK_{IC}^s по формуле (3), МПа·м ^{1/2}
Вулканический шлак	25	0,45	3,39	0,037	128	3,14	3,59	—	—
	30	0,45	3,39	0,080	200	5,71	6,16	0,08	3,07
	50	0,45	3,39	0,100	322	12,14	12,59	0,22	3,00
Керамзит	25	0,45	3,39	0,148	340	39,86	40,31	0,27	2,93
	40	0,35	6,03	0,065	62	2,71	3,06	—	—
	50	0,35	6,03	0,090	106	6,14	6,49	0,19	2,64
	60	0,35	6,03	0,105	141	10,36	10,71	0,29	2,71
				1,120	175	17,21	17,56	0,40	2,71

арматурой и бетоном

$$\Delta K_{IC}^s = \frac{2\sigma_s A_s}{t\sqrt{\pi l_{cr}^1}} \left[\frac{3,52}{(1-l_0)^{3/2}} - \frac{4,35}{\sqrt{1-l_0}} + 2,13(1-l_0) + f(e) \right] \frac{1-e^2}{\sqrt{1-\left(\frac{a}{l_{cr}^1}\right)^2}}, \quad (3)$$

где $e = b/(b + l_{cr}^1)$; b — расстояние от точки приложения силы F до прямой, проходящей через вершину трещины: $b = b_0 + V_{cr}^1/2$; V_{cr}^1 — ширина раскрытия трещины; l_0 — определяют по наименьшему из превышающих a значений длины трещины l_{cr}^1 ; $c = 2\pi^2(\pi^2 - 4)$; $f(e) = e(0,0044 + 0,1289e + 10,89e^2 - 22,14e^3 + 10,96e^4)$.

Ввиду малости $V_{cr}^1/2$ можно принимать $b = b_0$. Для нахождения длины зоны нарушения сцепления арматуры с бетоном b воспользуемся решением задач о растяжении полуплоскости с краевой трещиной сосредоточенными силами [3, 4]. Как показали расчеты, высота изгибаемого элемента не оказывает существенного влияния на сцепление арматуры с бетоном, поэтому правомерно использовать решения для полубесконечной плоскости применительно к задачам сцепления. Для балки с высотой сечения h , значитель-

но превосходящей длину трещины l_{cr}^1 , при наличии сцепления по всей длине арматурного стержня на участке от берегов трещины до торцов образца

$$\Delta K_{IC}^s = \frac{2\sigma_s A_s \sqrt{\frac{c}{2\pi l_{cr}^1}}}{t\sqrt{1-\left(\frac{a}{l_{cr}^1}\right)^2}}. \quad (4)$$

Когда сцепление на некотором участке нарушится и точки приложения сил $\sigma_s A_s$ сместятся на расстояние b_0 от берегов трещины.

$$\Delta K_{IC}^s = \frac{2\sigma_s A_s}{t\sqrt{\pi l_{cr}^1} \left[1 - \left(\frac{a}{l_{cr}^1}\right)^2 \right]} \times \left[\sqrt{\frac{c}{2}} + f(e) \right] (1 - e^2). \quad (5)$$

Ввиду постоянства K_{IC} длину зоны нарушения сцепления находят приравняв правые части зависимостей (4) и (5). После некоторых преобразований

$$\sqrt{\frac{l_{cr}^1}{l_{cr}^2}} \frac{\sigma_{s2}}{\sigma_{s1}} \left[\sqrt{\frac{c}{2}} + f(e) \right] \times \left(1 - e^2 \right) - \sqrt{\frac{c}{2}} = 0, \quad (6)$$

где σ_{s1} , σ_{s2} — напряжения в арматуре, соответствующие трещинам длиной l_{cr}^1 и l_{cr}^2 .

Величина b по формуле (6) приведена в таблице, где представлены также значения ΔK_{IC}^s ,

рассчитанные по выражению (3). Длина зоны нарушенного сцепления, определенная по зависимости (6), обеспечивает постоянство ΔK_{IC}^s и, следовательно, критического коэффициента интенсивности напряжений железобетона. В заключение отметим, что при вычислении ΔK_{IC}^s под длиной трещины и напряжением в арматуре следует понимать l_{cr}^1 и σ_{s1} , при этом силы сцепления между арматурой и бетоном действуют по всей длине стержня (за исключением раскрытия трещины). Если же $l_{cr}^1 > l_{cr}^2$, то ΔK_{IC}^s определяют по формуле (3), учитывающей нарушение сцепления арматуры с бетоном.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Tada H., Paris P. C., Irwin G. R. The stress analysis of cracks: Handbook.— Hellertown: Del Research Corp., 1973.— 385 p.
2. Hartranft R. J., Sih G. C. A Alternating method applied to edge and surface crack problems // Methods of analysis and solutions of crack problems. Leyden: Nordhoff Intern. Publ., 1973.— P. 179—238.
3. Панасюк В. В., Саврук М. П., Дапшин А. П. Распределение напряжений около трещин в пластинах и оболочках.— Киев: Наукова думка, 1976.— 444 с.
4. Колесников Ю. В., Морозов Е. М. Механика контактного разрушения.— М.: Наука, 1989.— 220 с.

Экономия ресурсов

УДК 624.012.45.003.13

В. Р. АТОЯН, И. Н. МАЛЫЙ, кандидаты техн. наук, А. В. ПОЛИН, инж. (Саратовский политехнический ин-т)

Снижение энергетических и материальных затрат при изготовлении изделий

Процесс тепловлажностной обработки (ТВО) при производстве железобетона — наиболее длительный и энергоемкий, а на большинстве предприятий стройиндустрии наименее управляемый. Для экономии материалов необходимо разрабатывать технологию изготовления изделий таким образом, чтобы технические требования можно было выполнять с минимальным расходом энергии. В то же время затраты средств на материал, энергию и оборудование должны быть тесно согласованы с необходимым временем твердения бетона.

Получение бетона и железобетона с заданными свойствами при минимальных ресурсозатратах с одновременным повышением общей технической культуры производства возможно лишь при комплексном подходе к решению проблемы.

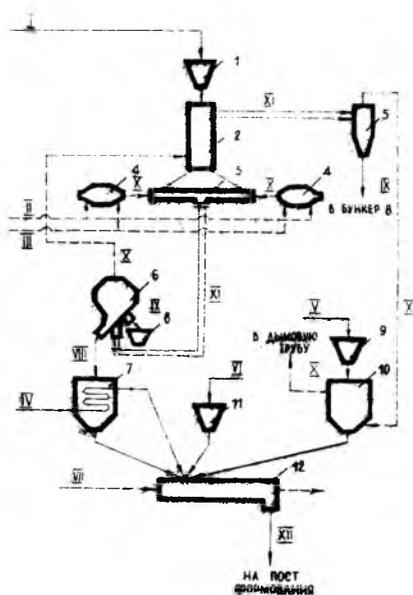
Вместо поэтапных технологических постов, предусмотренных по существующей технологии, разработана единая, взаимосвязанная структура производства железобетона. Характерным для теплотехнической установки является высокий уровень энергоиспользования теплоты сжигаемого топлива.

По технологии предусматривается термомеханическая обработка песка в специальном активаторе. В основу его работы положен метод соударения двух встречно направленных потоков продуктов сгорания топлива, несущих зерна песка, подвергаемого обработке. В нем реализуются эффекты гидродинамической нестационарности и увеличения межкомпонентного трения, позволяющие интенсифицировать процессы межкомпонентного тепло- и массообмена. Сущность метода заключается в многократном ударном слиянии встречных струй с взаимным прониканием и многократной циркуляцией частиц твердой фазы из одной струи в другую; при этом происходят механическая обработка поверхности зерен, разрушение слабых пород, высокоскоростной нагрев поверхности зерен песка и выжигание примесей [1].

Перемешивание компонентов и получение разогретой бетонной смеси предусматривается осуществлять в струйном смесителе. Известно, что хорошо перемешанная бетонная смесь должна обладать однородностью, при которой проба, взятая в любое время и в любом месте, имеет примерно один и тот же состав и равномерное распределение всех компонентов. Для получения однородной смеси необходимо, чтобы не только отдельные объемы перемешиваемых материалов, но и по возможности каждая частица смеси в отдельности совершали многократные перемещения в смесителе по наиболее сложным, часто пересекающимся между собой траекториям. Струйное перемешивание в значительной степени решает такую задачу: процессы протекают в газозвеси в закрученных потоках пара и воздуха или в паровоздушной среде. Энергия воздуха или пара непосредственно воздействует на частицы обрабатываемого материала, находящегося в газозвеси, что способствует ускоренному теплообмену между потоками, частицами твердого материала и жидкостью. При струйном перемешивании компоненты бетона находятся в состоянии кипящего слоя, создаются условия для лучшего проникания цементного теста во все неровности и микротрещины заполнителя [2].

Подогретая бетонная смесь (с температурой до 95 °С) уплотняется на вибропрессе или на установке с прессирующим рабочим органом, который представляет собой конический штамп. Процесс уплотнения заключается в том, что его воздействие на бетонную смесь происходит в результате сложения двух движений: прессирующего вокруг полюса и вертикально-поступательного от двух раздельных механизмов.

Технологический процесс осуществляется по следующей схеме (см. рисунок). Песок транспортом подается в бункер, откуда поступает в подсушиватель — теплообменник шахтного типа. Подушка песка осуществляется продуктами сгорания, поступающими из классификатора до остаточной влажности 0...2 %. Подсушиватель выполняет также роль сепаратора: мелкие частицы песка



Технологическая схема изготовления изделий

1 — бункер песка; 2 — подсушиватель песка; 3 — активатор; 4 — камера сгорания; 5 — циклон; 6 — классификатор; 7 — охладитель песка; 8 — бункер мелких фракций песка; 9 — бункер щебня; 10 — водсушиватель щебня; 11 — бункер цемента; 12 — струйный смеситель; I — исходный песок; II — топливо; III — воздух; IV — вода; V — щебень; VI — цемент; VII — сжатый воздух (или пар); VIII — крупные фракции песка; IX — мелкие фракции песка; X — продукты сгорания топлива; XI — песчано-газовый поток; XII — бетонная смесь

(менее 0,15 мм) уносятся продуктами сгорания, осаждаются в циклоне и поступают в бункер мелких фракций песка. Из подсушителя оставшийся песок двумя потоками подается в противоположные концы активатора, сюда же — продукты сгорания, получаемые в камерах сгорания. В активаторе происходит термомеханическая обработка песка, после которой он направляется в классификатор, где разделяется на крупную и мелкие фракции. Крупный песок поступает в охладитель, а мелкий — в бункер. В охладителе предусмотрен змеевик, по которому проходит вода для затвердения бетона, в результате чего она подогревается до 90 °С.

Продукты сгорания с температурой 650...700 °С из классификатора направляются в подсушитель песка и щебня. Обработанные продукты сгорания выбрасы-

ваются в дымовую трубу или могут быть использованы в камерах термообработки бетонных изделий.

Обработанные в активаторе песок, подогретый щебень, горячая вода, а также обычный цемент через весовые дозаторы подаются в струйный смеситель, где происходит интенсивное перемешивание всех компонентов бетонной смеси. Приготовленный горячий бетон (с температурой 80...90 °С) немедленно подается на пост формирования.

Приготовление горячей бетонной смеси технически и экономически оказалось особенно выгодным. Преимуществами являются низкий расход пара (примерно 15...30 % при обычном пропаривании), сокращение времени схватывания в формах (до четырех загрузок формы в сутки) и частичная экономия цемента. В энергетическом отношении особенно целесообразно применение горячего бетона с последующей выдержкой в условиях термоса.

Предложенная технология характеризуется высоким уровнем использования теплоты сжигаемого топлива (85...90 %). Затраты тепловой энергии на производство 1 м³ бетонных изделий состав- ляют 1,5...1,6 МДж.

Опытные-экспериментальные исследования и технико-экономические расчеты показали, что применение предложенной технологии позволяет за счет применения активированного заполнителя и струйного перемешивания сократить расход цемента на 10...15 %, благодаря применению горячих бетонных смесей снизить расход тепловой энергии при термообработке на 40...55 % и соответственно продолжительность ТВО вдвое; отказаться от ТВО при изготовлении бетонов низких классов прочности, накануне нерабочих дней, во вторую смену при двухсменной работе.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Атоян В. Р. Исследование огневых процессов обработки минеральных материалов в установках со встречными струями / Автореф. дисс. ... канд. техн. наук. — Саратов, 1978. — 21 с.
2. Малый И. Н. Технология струйного перемешивания и свойства мелкозернистого бетона. — Изд-во Саратов. ун-та, 1982. — 176 с.

УДК 666.9.015.65

И. А. ОЩЕПКОВ, канд. техн. наук, З. А. ХУДОНОСОВА, инж.
(Кузбасский политехнический ин-т); Н. П. КОСОБОВ, инж.
(Назаровский завод ЖБИ)

Бесцементный бетон на основе золосолевого вяжущего

Отраслевой научно-исследовательской лабораторией (ОНИЛ) при Кузбасском политехническом институте разработан состав бесцементного бетона на основе золы-уноса от сжигания бурых углей и вторичного продукта производства изопропилфенилпарафенилендиамина — солута.

Зола-унос и химическая добавка — солевой ускоритель твердения (солут) выполняют роль золосолевого вяжущего. В качестве заполнителей используют традиционные материалы: щебень и песчано-гравийную смесь (ПГС) либо песок. В состав бетона вводят пластификатор — щелочной сток производства капролактама (ЩСПК), являющийся отходом производства капролактама из бензола.

После подбора состава бетона была выпущена промышленная партия изделий из бесцементного бетона. Готовые изделия испытывали известными методами на изменение механической прочности при различных условиях эксплуатации и в зависимости от возраста бетона.

Лабораторными исследованиями определяли оптимальные составы бесцементного бетона, соотношение золы-уноса и химического активатора, изучали токсикологические характеристики химических добавок и бетонов, коррозионную активность солута и ЩСПК.

В лабораторных условиях определяли влияние на механическую

прочность бесцементного бетона термовлажностной обработки и режимов его пропаривания. Результаты испытаний приведены в таблице. Составы 4..6 отличаются количественным содержанием золосолевого вяжущего и их соотношением друг к другу.

На основе золосолевого вяжущего опробированы бетоны, в которых в качестве заполнителя использовали только песок или только ПГС. Образцы бетона на каждом из этих заполнителей имеют механическую прочность ниже, чем на щебне совместно с ПГС или песком. Особенно это сказывается на прочности образцов, твердевших в естественных условиях.

Введение химических добавок целесообразно совместно с водой затворения. Смесь воды с добавками готовили в отдельной емкости.

При подборе составов химический активатор солут вводили до 3 % массы золы-уноса. Результаты испытаний бетона на механическую прочность показали, что наиболее оптимально содержание солута в бетоне 1,5..2 % массы золы-уноса.

Золосолевого вяжущего является новым вяжущим материалом, не имеющим аналогов в отечественной и зарубежной практике. В солевой части вяжущего основную роль при создании бетона играют ионы SO_4^{2-} , $S_2O_3^{2-}$, Cl^{-} , S^{2-} . При затворении золосолевого вяжущего водой за счет растворения соле-

вых компонентов солута (сульфата натрия, тиосульфата натрия, хлорида натрия, сульфида натрия) и вследствие этого увеличения ионной силы раствора осуществляется с ускорением процесс гидратации, например, силикатной составляющей золы-уноса, в жидкой фазе начинает интенсивно образовываться гидроксид кальция. Содержание свободного оксида кальция в жидкой фазе к моменту твердения смеси становится близким нулю. Присутствие анионов, например SO_4^{2-} , SO_3^{2-} , приводит к интенсивному образованию гидросульфалюминатов кальция. При этом содержание этих ионов в растворе резко снижается, т.е. солевой компонент в золосолевом вяжущем выполняет функцию, отличную от процессов, происходящих в известных вяжущих материалах.

Механическая прочность на сжатие образцов из бесцементного бетона, изготовленных с термовлажностной обработкой, возрастает в два и более раз по сравнению с прочностью бетона, изготовленного без нее. Бетонная смесь с большим содержанием золы-уноса становится вязкой. Для получения более подвижной смеси необходимо увеличить количество воды, что в свою очередь несколько снижает прочность бетона.

Водонепроницаемость бетона определяли методом «мокрого пятна» по ГОСТ 12730.5, морозостойкость — по ГОСТ 10060.

Промышленная партия изделий выпущена на Назаровском заводе ЖБИ. Изготовлены бетонные блоки стен подвалов ФБС-24-4,6 и ФБС-24-5,6. Изделия подвергали термовлажностной обработке в пропарочной камере при температуре изотермического прогрева 90..95 °С. Бетонная смесь имела следующий состав, в %: зола-унос — 32,9; солут — 0,54; щебень — 32,7; ПГС — 24,0; ЩСПК — 0,05; вода — 9,81. При промышленной апробации она показала осадку конуса 11..12 см, объемную массу 2292 кг/м³, механическую прочность на сжатие образцов-кубов после пропаривания 35,6, в возрасте 28 сут — 44 МПа.

Готовые изделия исследовали на изменение механической прочности

Состав	Тип заполнителя	О. К., см	Механическая прочность на сжатие образцов — кубов, МПа, в возрасте, сут		Морозостойкость, циклы	Водопоглощение
			1	28		
1	П	2—3	3,01/6,04	5,20/9,60	125	B2
2	ПГС	10	2,54/4,00	4,24/7,90	130	B2
3	Щ+П	17	4,90/9,00	6,51/12,00	200	B4
4	ПГС+Щ	12—13	5,14/9,10	7,93/12,30	200	B4
5	Щ+ПГС	7	5,41/9,80	8,22/15,10	200	B4

Примечание. Перед чертой — естественного твердения, после черты — после пропаривания.

в различных условиях эксплуатации в зависимости от возраста бесцементного бетона. Испытания выполняли визуальным методом с помощью молотка Физделя и щелевого молотка с шариковым бойком. По результатам двух промышленных испытаний установлено, что механическая прочность в возрасте до двух лет не изменилась при различных условиях эксплуатации. Контроль за состоянием механической прочности проводили в последующие периоды.

Для промышленного использования на солевой ускоритель твердения разработаны технические условия ТУ 113-03-13-18—87. «Солут» вместо ТУ 6-03-13-18—80. «ХСТН» на опытно-промышленную партию. Ранее нами совместно с НИИЖБом и ГИАПом разработаны технические условия ТУ 113-03-488-84. «Щелочной сток производства капролактама (ЩСПК)».

В процессе изготовления блоков выполняли санитарно-гигиенические исследования технологии производства бесцементного бето-

на и готовых изделий. На основании результатов исследований экспериментальной лабораторией медико-биологических проблем при Кемеровском государственном медицинском институте выдано положительное гигиеническое заключение по бесцементному бетону.

По степени воздействия на организм ЩСПК относится к веществам 4-го класса опасности (малотоксичным) согласно ГОСТ 12.1.007, а солут — 3-го класса (умеренно токсичным), а связи с чем разрешено их использование в производстве. ЩСПК является пассиватором коррозии. В среде раствора солута металлы марок Ст. 0, Ст. 1, Ст. 3, Ст. 20, ковкий чугун и серый обладают достаточной стойкостью. Оба продукта не взрыво- и не пожароопасны. ЩСПК не замерзает при температуре до $-30...-40^{\circ}\text{C}$.

ЩСПК выпускает ПО «Азот», имеющее производство капролактама из бензола, солут — только Кемеровское ПО «Азот».

При организации промышленного производства бесцементного бето-

тона на золосолевым вяжущем основным является вопрос о содержании свободного оксида кальция в золе-уносе. Исследованиями установлено, что использование золы-уноса возможно при содержании свободного оксида кальция до 5 %.

С поставщиком золы Назаровской ГРЭС достигнута договоренность о контроле содержания свободного оксида кальция в золе при отгрузке, для чего на ГРЭС смонтирован и апробирован узел для отбора золы с электрофильтров и загрузки ее в автотранспорт.

Для промышленного производства бесцементного бетона на Назаровском заводе ЖБИ сооружена технологическая линия, имеющая узел приготовления водного раствора химических добавок и подачи его для приготовления бетона, отдельный дозировочный узел для золы-уноса.

Сооружение такой линии не требует больших затрат материальных и трудовых ресурсов, установка проста в эксплуатации.

Долговечность

УДК 69.059.22:536.485

С. А. МИРОНОВ, проф., заслуженный деятель науки и техники РСФСР

Основные виды разрушения бетона морозом

При строительстве и эксплуатации зданий и сооружений в различных погодных-климатических условиях бетон часто подвергается вредному воздействию мороза, как в раннем возрасте после укладки, так и после затвердевания.

В технической литературе и строительной практике применяют такие термины, как морозное разрушение, морозная деструкция, морозостойкость, морозоустойчивость, морозная деформация и др. Они не всегда соответствуют механизму разрушения и нормативным характеристикам, поэтому целесообразно принять классификацию основных видов морозного разрушения и деформативности бетона.

Первым видом морозного разрушения является его однократное замораживание в раннем возрасте, т. е. до формирования необра-

тимой структуры, когда в порах и капиллярах замерзает содержащаяся свободная вода (испаряемая при 105°C). Степень разрушения характеризуется снижением прочности, деформативности и изменением внешнего вида. Вторым видом разрушения является нарушение структурной стойкости затвердевшего бетона при многократном, циклическом замораживании-оттаивании в водонасыщенном состоянии. Третьим видом является трещинообразование в конструкции вплоть до полного нарушения сплошности из-за деформаций при линейном укорочении или объемном сжатии под воздействием низких отрицательных температур ($-30...-70^{\circ}\text{C}$).

Первый вид разрушения бетона морозом обусловлен переходом содержащейся в нем воды из жид-

кого состояния в твердое (объем ее при этом увеличивается на 9,7 %), вследствие чего происходят раздвижка твердых составляющих и разуплотнение бетона. Чем раньше происходит замораживание, тем больше нарушается структура и снижается потенциальная прочность бетона.

Для характеристики происходящих процессов при начальном твердении бетона до замерзания условно выделим три периода. Первый — до начала схватывания цемента (бетона), когда он обладает тиксотропными свойствами, с коагуляционной структурой. Второй период — в конце схватывания, когда формируется кристаллизационная структура, происходят интенсивная гидратация и тепловыделение цемента. Поскольку у бетона В/Ц больше, чем у цементного теста нормальной густоты, истинные сроки схватывания у него увеличиваются.

На первой Всесоюзной конференции по бетону и железобетону в 1930 г. проф. И. А. Киреенко назвал прочностью схватившегося бе-

тона критической, зависящей от марок применяемых цементов и классов бетонов, В/Ц, температуры, применяемых заполнителей, химических добавок и др. Позднее И. А. Киреенко, как и американские специалисты, считал возможным допускать замораживание после 36 ч выдержки.

В третьем периоде бетон приобретает необратимую структуру и прочность без нарушения внешнего вида — макроструктуры. Однако в микроструктуре наблюдаются негативные явления, приводящие к некоторому снижению достигаемой им прочности. Чем раньше допустимого срока наступает замерзание бетона в третьем периоде, тем больше недобор его марочной прочности в последующем. Прочность же, при которой после замерзания не наблюдается недобора ее проектной величины, можно назвать критической.

В технических условиях на производство бетонных и железобетонных работ в зимнее время, изданных Главстройпромом Наркомтяжпрома в 1933 и 1934 гг., было установлено, что бетон до замораживания должен приобрести не менее 50 % проектной прочности и не менее 5 МПа. Последнее было связано с тем, что в то время в строительстве применяли бетон марок 70 и 90.

В 1939 г. технические условия по зимнему бетонированию были переработаны, дополнены иллюстративным материалом по назначению режимов тепловлажностной обработки бетонов на цементах различных марок. В 1942 г. с небольшими изменениями они были изданы. В них замораживание бетона ранее достижения им 50 % проектной прочности запрещалось независимо от классов. Отмечалось, что более раннее замораживание за счет применения бетонов классов выше указанных в проектах не допускается. Это важное требование актуально до сих пор в связи с дефицитом цемента.

Установленная нормами и практикой степень достаточности выдерживания бетона до замораживания претерпела изменения при составлении СНиП III. 15—76 «Бетонные и железобетонные конструкции монолитные. Правила производства и приемки работ». В нем допускается замораживание бетона классов В7,5 и В12,5 при 50 %, классов В15 и В22,5 при 40 % и классов В30...В40 при 30 % R_{28} нормального твердения.

Время выдерживания до замораживания, сут	Прочность бетона в зависимости от класса бетона, %					
	В7,5	В12,5	В15	В22,5	В30	В40
0	100	96	87	85	83	80
	0	0	0	0	0	0
1	84	85	86	89	90	91
	17	18	20	24	26	27
2	87	88	90	92	95	96
	32	33	35	37	44	46
3	90	91	95	97	98	98
	45	40	48	52	55	57
5	100	105	99	97	100	99
	55	58	60	69	71	73
7	99	100	105	100	99	100
	67	65	70	80	84	85

Примечание. Над чертой — прочность бетона после замораживания в течение 3 сут при -15°C и дальнейшего твердения в нормальных условиях в течение 28 сут, под чертой — прочность бетона до замораживания.

Таблица 2

Время выдерживания, ч	Начальная прочность бетона до замораживания	Деформации расширения при замораживании, мм/м	Прочность бетона через 28 сут нормального хранения после суточного замораживания
0	—	2,275	23,1
	—		70
3	—	1,400	23,6
	—		71
5	0,1	1,225	23,8
	0,33		72
14	0,825	-0,350	27,2
	2,5		82
22	3,3	-0,305	29,4
	10		89
48	10,2	-0,087	31,2
	31		95

Примечание. Над чертой — предел прочности при сжатии, МПа, под чертой — предел прочности, %, $R_{28}=33$ МПа.

Такие бетоны в последующем необходимо выдерживать в благоприятных температурно-влажностных условиях до достижения ими проектной прочности. При подготовке материалов к составлению СНиПа в НИИЖБе были проведены экспериментальные исследования с замораживанием бетонов разных классов при -5 , -10 , -15 , -20 и -50°C в различном возрасте. Бетонные смеси приготавливали на портландцементе Новороссийского и Здолбуновского заводов с осадкой конуса 3...4 см, опытными образцами служили кубы с ребром 10 см и призмы размером $7 \times 7 \times 28$ см. В табл. 1 приведены результаты испытаний бетонов классов В7,5...В40, подвергавшихся замораживанию сразу после изготовления, а также через 1, 2, 3, 5 и 7 сут предварительного выдерживания в нормальных условиях. Как видно из табл. 1, бетоны

средних и высоких классов, достигшие 30 и 40 % прочности до замораживания, в дальнейшем в возрасте 28 сут имели недобор прочности до 5...10 %. При замораживании бетонов, достигших 50 % прочности, ее недобора по сравнению с марочной не было. То же отмечалось и при замораживании бетонов с 50 %-ной прочностью классов В7,5 и В12,5. Изучали также структурные нарушения в процессе замерзания бетона, приготовленного на цементах марок М400 и М500 на известняковом щебне фракций 5...15 мм. Линейные изменения на призмах фиксировали после изготовления (через 20 мин) и через 3, 5, 7, 14 и 48 ч. Результаты замеров линейных изменений и прочности бетона приведены в табл. 2. Расширение свежееуложенного бетона до $+2,275$ мм/м происходит из-за расширения воды затворения при переходе из жидко-

го состояния в твердое (лед). По мере формирования прочной структуры деформации расширения уменьшаются. Как видно из табл. 2, к 14 ч уже отмечается укорочение до $-0,35$ мм/м. К полусуточному возрасту наступает укорочение бетона вместо расширения (удлинения).

В возрасте 2 сут размеры призм стабилизируются. При замораживании бетона прочностью 31 % R_{28} после выдерживания в нормальных условиях достигает 95 %. В СНиП 3.03.01—87 «Несущие и ограждающие конструкции» изменены требования к срокам начала замораживания бетона. Для конструкций, в том числе фундаментов, эксплуатируемых внутри зданий, разрешается независимо от классов бетона производить замораживание при прочности не менее 5 МПа. Такая прочность, например для бетона класса В15, составляет 25 %, а класса В22,5 — всего лишь 17 %, что соответствует прочности бетона в возрасте 1 сут. Такое допущение неправильно. Нельзя также признать целесообразным снижение требований по отношению к бетонам средних классов. Так, для бетона класса В22,5, наиболее распространенного при зимних работах, установленные по СНиП III.15—76 40 % снижены до 30 % в СНиП 3.03.01—87. При этом прочность, при которой нельзя производить распалубку несущих конструкций, снижается с 12 до 9 МПа. Это повлечет за собой снижение качества конструкций или увеличение расхода цемента.

При бетонировании в вечномёрзлых грунтах к моменту полной расчетной нагрузки конструкций бетон должен приобретать 100 % марочной прочности. Бетонирование следует производить по предложенному автором методу термоса с небольшим количеством химических добавок. Устройство монолитных буронабивных свай выполняют без предварительной выдержки и тепловлажностной обработки.

При подборе состава и расчете набора прочности учитывается твердение бетона при температурах, близких к 0°C . Данный метод оправдал себя при строительстве многоэтажных жилых зданий, здания драматического театра и фундаментов железобетонных дымовых труб в Норильске.

Второй вид морозного разрушения (деструкция второго вида) происходит из-за многократного

замораживания-оттаивания бетона в насыщенном водой состоянии. Этот вид разрушения является относительной мерой определения долговечности, стойкости бетона зданий и сооружений, подвергающегося замерзанию и оттаиванию. Способность бетона противостоять многократному замерзанию и оттаиванию характеризует его морозостойкость. Согласно ГОСТу за марку бетона по морозостойкости принимается наибольшее число циклов, которое выдерживают испытываемые образцы установленных размеров без снижения прочности на сжатие более 5 % по сравнению с прочностью образцов, испытанных в эквивалентном возрасте, а для дорожного бетона без потери массы — более 5 %. На морозостойкость образцы испытывают не ранее, чем в возрасте 28 сут после выдерживания в камере нормального твердения.

По основному методу у нас в стране замораживание бетона производят при температуре $-15\ldots-20^{\circ}\text{C}$, а по ускоренному при -50°C . Применительно к условиям Крайнего Севера и Дальнего Востока бетон испытывают на морозостойкость при -50°C , когда вода замерзает в микропорах (до $0,1$ мкм), контракционных порах (менее 1000 \AA). Деструкция второго вида характеризуется, в основном, деформацией бетона из-за многократного замораживания с фазовым переходом воды из жидкого состояния в твердое. Многократные изменения объема воды в порах и капиллярах бетона постепенно расширяют его структуру. Деформация расширения бетона в этом случае связана также с температурным расширением и сжатием цементного камня, льда, со свойствами цемента, В/Ц, введением в бетон химических добавок, особенно воздухововлекающих.

Общепризнанно, что основными факторами влияния на степень морозостойкости бетона являются В/Ц и глубина гидратации цемента. В нормативных документах, учебниках и пособиях обычно рекомендуется для достижения высокой морозостойкости применять бетоны с В/Ц не более $0,35\ldots 0,4$. Опыты и строительная практика показывают, что с увеличением В/Ц независимо от степени гидратации цемента морозостойкость снижается.

До 50-х годов при проектировании зданий и сооружений основное внимание уделяли установленную требуемую прочность бетона,

которая обязательно указывается в проектах. По ней подбирали состав бетона, при этом мало внимания уделяли требованиям к морозостойкости, которая устанавливалась в пределах $35\ldots 150$ циклов. Многочисленные случаи морозного разрушения бетона показали, что требования по морозостойкости часто являются определяющими. В современных условиях развития гидротехнического, дорожного, промышленного строительства в зимнее время, особенно в районах Крайнего Севера и Дальнего Востока, требования к бетону по морозостойкости непрерывно повышаются (до $300\ldots 400$ циклов, а во многих случаях до 500 и более). Для достижения этих целей традиционные способы повышения морозостойкости бетона недостаточны, поэтому рекомендуются различные химические добавки к бетону. Это прежде всего воздухововлекающие добавки отдельно и в комплексе с противоморозными и пластифицирующими, понижающими водопотребность бетона. Делаются попытки разработать методы подбора составов бетона с прогнозированием не только прочности, но и морозостойкости.

Ко второму виду деструкции бетона следует отнести и воздействие циклического замораживания в пределах отрицательных температур от $-1\ldots-60^{\circ}\text{C}$ и более, без перехода через нуль. В процессе изменения температуры происходит увеличение и уменьшение объема воды (льда), а следовательно, и передвижение их в порах и капиллярах, вплоть до замерзания воды в геле цементного камня. Деструктивные процессы усиливаются с повышением влажности бетона, В/Ц и уменьшением его плотности.

Третий вид разрушений происходит при линейном укорочении протяженных конструкций с появлением сильных морозов (до $-30\ldots-60^{\circ}\text{C}$), когда образуются трещины вплоть до нарушения сплошности. Этот вид разрушения характерен для таких конструкций, как ростверки свайных фундаментов, оголовки свай, жестко защемленные конструкции, мостовые балки, бетонные покрытия (аэродромов, дорог) и др.

Во избежание разрушения таких конструкций проектировщики должны предусматривать устройство швов и свободного укорочения элементов конструкций в местах вероятных деформаций по время

сильных морозов, иначе конструкции разрушатся по длине или в местах жесткого заземления.

Линейные деформации бетонных и железобетонных конструкций могут происходить и независимо от влагонасыщения бетона. С этим видом морозного разрушения приходится часто сталкиваться в процессе строительства каркасных зданий и отдельных конструкций монолитных сооружений. При насыщении бетона водой на морозе происходит его расширение, в то время как стальная арматура испытывает температурное сжатие. В связи с различной деформативностью этих компонентов железобетона, особенно при многократном замерзании и оттаивании, происходит отслаивание бетона защитного слоя арматуры.

Относительные деформации бетона в высушенном состоянии, как и стали марки Ст.3, с понижением температуры до -196°C практически выражаются прямыми линиями. Замерзание бетона в насыщенном водой состоянии нарушает закон прямолинейной зависимости. Нарушение наблюдается в интервалах $-3\dots-5^{\circ}\text{C}$ (иногда до -10°C и $-30\dots-60^{\circ}\text{C}$). Нарушение в первом интервале, как показали опыты ВНИИФТРИ, происходит при замерзании в самом раннем возрасте. Второй вид нарушения появляется при замерзании затвердевшего бетона в увлажненном состоянии, и чем больше водонасыщение, тем существеннее отклонение от прямолинейной зависимости. Такой характер изменения деформаций обусловлен структурой

бетона, свойствами льда, незамерзшей воды и их количественным соотношением. При температуре ниже -60°C деформации бетонов вновь принимают прямолинейный характер. Вся вода, в том числе и в геле (в контракционных порах), переходит в лед. Все составляющие бетона находятся в твердофазовом состоянии, поэтому с дальнейшим понижением температуры деформации происходят прямолинейно, в соответствии с коэффициентом температурного сжатия (расширения).

Значительный вклад в исследования влияния замораживания на свойства бетонов внесен научными школами С. В. Шестоперова, В. М. Москвина, Г. И. Горчакова.

УДК 691.022-413:666.973.6:620.169.1

Н. И. ФЕДЫНИН, канд. техн. наук (СибНИИСтромпроект)

Долговечность стеновых панелей из безавтоклавного газозолобетона

На долю безавтоклавного пено- и газозолобетона приходится не более 7 % общего объема изготовления изделий из ячеистых бетонов. До сих пор остаются сомнения в целесообразности массового производства изделий из этого стенового материала, что нашло отражение в ГОСТ 25485. Основные причины их в пониженной усадочной трещиностойкости и атмосферостойкости безавтоклавного ячеистого золобетона по сравнению с бетонами автоклавного твердения.

Между тем многолетний опыт применения безавтоклавного газозолобетона в жилищном и промышленном строительстве городов Донбасса, Урала и Сибири позволяет на основе натурных обследований дать объективную оценку эксплуатационных качеств и долговечности панелей, а также определить перспективы дальнейшего развития их производства.

Проведено натурное обследование состояния однослойных стеновых панелей из безавтоклавного газозолобетона марки 50 средней плотностью 850 кг/м^3 в жилых домах серии 1—464А, построенных в Новокузнецке в 1962—1964 гг. [1].

Одновременно определили физико-механические свойства, а также долговечность образцов газозолобетона, хранившихся в разных условиях со времени изготовления панелей.

Важность полученных результатов состоит в том, что для изготовления панелей использовали кислую каменноугольную золу от сжигания кузнецкого каменного угля, который является основным видом твердого топлива на ТЭС во многих районах страны.

Особенности технологии газозолобетонных панелей заключались в применении высокодисперсной золы ($S=4500\text{ см}^2/\text{г}$) Южно-Кузбасской ГРЭС с повышенным содержанием частиц несгоревшего топлива (п. п. п. = $12\dots15\%$). Состав газозолобетона: шлакопортландцемент марки 300—30; известь активностью 70 % — 7; полуводный гипс — 3; зола — 60; алюминиевая пудра ПАК-3 — 0,025; В/Т = 0,6 % по массе. Химический и фазовый составы золы от сжигания кузнецкого каменного угля при условии ее известково-гипсовой активизации и применения в качестве основного вяжущего шла-

копортландцемента позволяют получать при пропаривании ($95\dots100^{\circ}\text{C}$) и автоклавной обработке (174°C) одинаковые или близкие прочностные показатели газозолобетона, при этом усадка последнего после пропаривания не превышает $1\dots1,5\text{ мм/м}$ [1, 2].

Наружную поверхность панелей отделяли до термообработки укладкой после срезки горбушки цветного цементно-песчаного раствора марки 100 слоем толщиной $25\dots30\text{ мм}$ и уплотнением горбушки сразу после окончания процесса вспучивания смеси и последующей присыпки ее смесью белого цемента и доломитового песка с гидрофобизирующей добавкой (стеарат кальция).

Обследованиями установлено, что характер распределения влажности по толщине панелей и интенсивность высыхания газозолобетона зависят от способа отделки наружной поверхности. На рис. 1 приведены средние значения послойной влажности газозолобетона по четырем панелям, ориентированным по разным сторонам света. Как видно, более быстрое уменьшение влажности газозолобетона наблюдается в панелях с уплотненной горбушкой вследствие более высокой паропроницаемости золобетона с присыпкой по сравнению с цементно-песчаным раствором. Для варианта отделки панелей цементно-песчаным раствором характерна также более высокая влажность материала в слоях, грани-

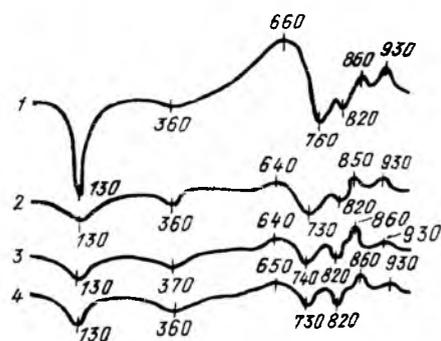
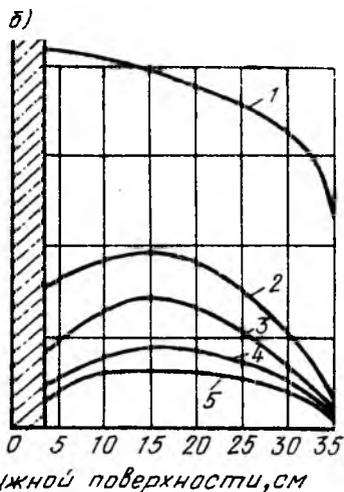
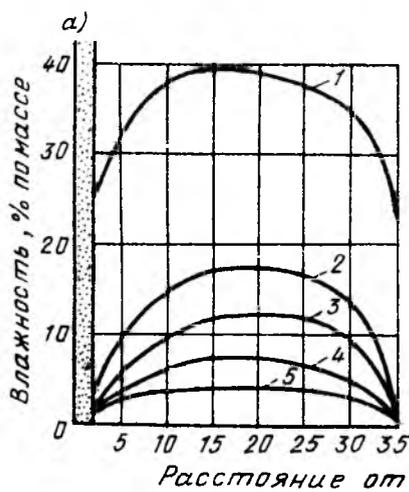


Рис. 1. Изменение влажности газозолобетона во времени по толщине панелей с отделкой уплотненной горбушкой (а) и цементно-песчаным раствором (б)
1 — после монтажа, 2 — через 5; 3 — 10; 4 — 15; 5 — 20 лет

чаших с отделочным покрытием. При обоих вариантах отделки панелей наиболее интенсивное высыхание газозолобетона наблюдается в течение первых пяти лет эксплуатации панелей. Срок эксплуатации, в течение которого средняя влажность газозолобетона в стенах достигает нормируемого СНиПом уровня (15%), в условиях Новокузнецка составляет 5...6 лет. Результаты обследования свидетельствуют о том, что установившаяся (стабилизированная) влажность газозолобетона в 3...4 раза меньше установленного СНиП II-3-79** для теплотехнических расчетов (см. рис. 1).

Особый интерес представляет изучение влияния изменения влажности и деформаций материала на характер трещинообразования панелей. Установлено, что редкие волосные трещины с шириной раскрытия до 0,1...0,2 мм возникли в основном на внутренней поверхности панелей лишь в течение первых 10 лет эксплуатации зданий, т. е. в период интенсивного высыхания стен. При этом усадка газозолобетона в панелях с отделкой уплотнением горбушки, замеренная в 15 разных точках дома, составила 0,5...0,8 мм/м. Более интенсивное трещинообразование отмечено в случаях, когда незащищенная от коррозии арматура расположена на расстоянии 5...10 мм от поверхности панелей (в целях изучения степени коррозии применяли арматуру с защищенной обмазкой и без нее. Трещины, образованные вследствие деформирования бетона увеличивающимися в объеме

Таблица 1

Характеристика бетона	Расстояние от наружной поверхности панелей, см			
	5	10	20	30
Прочность на сжатие, МПа	6,3/5,0 6,1/4,5	6,3/5,4 6,2/4,9	6,3/5,5 6,2/5,7	6,2/3,3 6,0/4,1
Общее содержание СаО, %	30,9/28,5 —/27,6	31,1/28,9 —/27,9	31,5/28,2 —/28,1	31,3/28,9 —/28,3
Содержание СаО в карбонатах, %	0,95/8,2 —/9,5	0,93/8,7 —/8,5	1,02/7,6 —/8,1	1,96/9,8 —/9,8
Содержание СО ₂ , %	0,75/6,4 —/7,5	0,73/6,9 —/6,7	0,80/6,0 —/6,4	1,54/7,7 —/7,7
Водородный показатель рН	12,2/10,1 12,1/9,5	12,3/10,3 12,3/9,9	12,3/10,5 12,3/10,2	12,0/9,9 12,0/9,6

Примечания: 1. Перед чертой — в возрасте 1 мес, после черты — 28 лет. 2. Над чертой — цементно-песчаный раствор, под чертой — уплотненная горбушка с декоративной присыпкой. 3. Средняя плотность $\frac{825}{855}$ / $\frac{800}{835}$ кг/м³.

Таблица 2

Способ ТВО	Состояние образцов	Средняя плотность, кг/м ³	Прочность на сжатие, МПа	Модуль упругости, МПа	Содержание СО ₂ , %
Пропаривание	Неизолированные	723/750	4,4/3,5	1525/1720	8,9
		794/817	5,2/3,9	1916/2045	8,2
		855/890	6,3/5,8	2515/2690	7,8
	Изолированные	794/810	5,2/5,4	1916/2375	2,1
		855/865	6,3/6,5	2515/3220	2,4
		855/870	6,4/5,3	2560/2980	7,3
Автоклавизация	Неизолированные	794/815	5,4/4,7	2217/2525	7,7
		855/870	6,4/5,3	2560/2980	7,3

Примечание. Перед чертой — в возрасте 1 мес, после черты — 28 лет.

продуктами коррозии, расположенные вдоль арматурных стержней и элементов сеток и имеют ширину раскрытия 0,4...1 мм.

За все время эксплуатации панелей трещины в отделочном слое из цементно-песчаного раствора не обнаружены. Однако сцепление раствора с газозолобетоном у всех осматриваемых панелей уже после 5...10 лет эксплуатации отсутствовало на 60...85% их площади, что является следствием значительной разницы деформаций усадки и ползучести контактирующих материалов с разной плотностью и проч-

ностью. В то же время обследования показали, что нет никаких дефектов и признаков отслоения от панелей отделочного слоя из уплотненной горбушки с декоративной присыпкой.

Пропаренный газозолобетон имел марку по морозостойкости F100, и случаи появления в панелях каких-либо дефектов, связанных с циклическим замораживанием в суровых климатических условиях Сибири, отсутствуют. Среднюю плотность и прочность газозолобетона в панелях определяли высверливанием образцов-цилинд-

ров диаметром и высотой 50 мм, а также с помощью прибора с винтовым вырванным стержнем [3]. Отобранные на разном расстоянии от поверхности панелей образцы и пробы использовали также для исследования коррозионной стойкости газозолобетона методами химического и физико-химического анализа (табл. 1).

Установлено, что прочность на сжатие газозолобетона стабилизировалась к 12...15 годам эксплуатации панелей, при этом во всех случаях к этому времени отмечено снижение прочности материала по сравнению с начальной, наиболее характерное для поверхностных слоев панелей. Сопоставление результатов испытания послышной прочности газозолобетона с данными химических анализов, приведенными в табл. 1, показывает, что одним из основных процессов, происходящем в нем и в наибольшей степени влияющим на долговечность панелей, является карбонизация новообразований углекислотой воздуха. Характер изменения прочности в общем коррелирует с изменением послышной влажности газозолобетона, содержанием карбоната кальция и водородным показателем pH. Наибольшие значения прочности материала, соответствующие середине панелей, обусловлены не только меньшей степенью карбонизации новообразований, но и более продолжительным нахождением газозолобетона в условиях повышенной влажности, что способствовало более глубокой гидратации вяжущего и взаимодействию продуктов гидратации с золой. Средняя плотность газозолобетона повысилась на 3,5...4 %, что является следствием не только его карбонизации, но и длительной сушки.

Результаты испытания образцов-призм размером 10×10×40 см, хранившихся 28 лет в комнатных условиях (табл. 2), согласуются с результатами исследования образцов газозолобетона, отобранных из панелей. При близких значениях степени карбонизации образцов-близнецов, прошедших пропаривание и автоклавизацию, их прочность на сжатие составила в среднем 78 и 85 % начальных. При этом для обоих видов газозолобетона характерно существенное увеличение модуля упругости. Повышение прочности изолированных призм (покрытых слоем парафина толщиной 1,5...

2 мм) по сравнению с неизолированными подтверждает, что причина снижения прочности последних заключается в карбонизации. Аналогичные изменения прочности при длительном воздействии углекислого газа воздуха установлены для некоторых составов автоклавного ячеистого бетона [4].

На термограммах газозолобетона в раннем возрасте и эксплуатируемого длительное время (рис. 2) легко отметить три экзотермических и четыре эндотермических эффекта. Эндотермический эффект при 70 °С связан с удалением воды из гелевидного цементирующего вещества и с обезвоживанием гидросульфалоюмината. Существенное уменьшение этого эффекта у бетона в возрасте 28 лет свидетельствует о кристаллизации гелевидного вещества. Для гидрогранатов характерен эффект при 350...360 °С, и его увеличение обусловлено взаимодействием гидросульфалоюмината с SiO₂ и с дополнительным образованием гидрогранатов. Эффекты при 730...760 и 820 °С отвечают двухступенчатому процессу разложения карбоната кальция, образовавшегося при карбонизации свободной извести и новообразований. Экзотермические эффекты при 860 и 930 °С соответствуют перекристаллизации низкоосновных гидросиликатов кальция. Уменьшение эффекта при 930 °С у газозолобетона в возрасте 28 лет является следствием процесса карбонизации гидросиликатов. Экзотермический эффект при 640...660 °С связан с выгоранием частиц несгоревшего топлива золы. Значительное уменьшение этого эффекта у бетона в возрасте 28 лет объясняется только окислением этих частиц при каталитическом влиянии на этот процесс оксидов титана, марганца и хрома, содержащихся в доменном шлаке, входящем в состав шлакопортландцемента. Это имеет принципиальное значение для оценки влияния несгоревшего топлива на долговечность ячеистых золобетонов. Ранее установлено [5], что частицы несгоревшего топлива в золах ТЭС от сжигания энергетического каменного угля представлены в основном коксовыми и полукоксовыми остатками, не оказывающими существенного влияния на характеристики долговечности золобетона, при п. п. п. золы, превышающей в 1,5...2 раза допустимую по ГОСТ 25818 и СН 277—80 (5...7 %). Окисление не-

сгоревшего топлива уменьшает в дальнейшем его отрицательное влияние на долговечность газозолобетона.

При обследовании панелей выливали арматурные стержни, расположенные на различной глубине. Коррозия арматуры без защитной обмазки наблюдается лишь в случаях, когда защитный слой бетона < 25...30 мм. Максимальные значения потери массы стержней при толщине защитного слоя 5...10 мм составили 0,06...0,07 г/см². Коррозия носит в основном язвенный характер и развивается только при высыхании газозолобетона до влажности 10 % по массе. Защитная цементно-солевая обмазка обеспечила сохранение стальной арматуры в панелях.

Выводы

Установлена целесообразность дальнейшего развития производства ограждающих конструкций и изделий из безавтоклавного ячеистого золобетона, эксплуатируемых в нормальных температурно-влажностных условиях.

Подтверждена необходимость уменьшения в СНиП П-3-79** установленной влажности газозолобетона в стенах.

Для повышения эксплуатационных качеств и долговечности панелей следует применять способы защитно-декоративной отделки наружной поверхности, способствующие интенсификации сушки и повышению трещиностойкости газозолобетона.

Для совершенствования составов и технологии приготовления безавтоклавного ячеистого золобетона целесообразно повышать его карбонизационную стойкость (атмосферостойкость).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Стеновое производство стеновых панелей из безавтоклавного газозолобетона / М. И. Диамант, Н. И. Ксенофонов, Н. И. Федькин, И. А. Иванов // Бетон и железобетон. — 1965. — № 2. — С. 12—16.
2. Волженский А. В., Иванов И. А., Виноградов Б. Н. Применение зол и топливных шлаков в производстве строительных материалов. — М.: Стройиздат, 1984. — С. 196—208.
3. Федькин Н. И. Прибор для контроля прочности ячеистого бетона в конструкциях // Строительные материалы. — 1972. — № 10. — С. 31—33.
4. Баранов А. Т. Сравнительные данные по атмосферостойкости и морозостойкости ячеистых бетонов разного состава. — М.: МДНТП, 1967. — Т. 2. — С. 21—24.
5. Федькин Н. И. Об особенностях несгоревшего топлива в золах ТЭС и его влиянии на свойства золобетонов // Строительные материалы. — 1963. — № 4. — С. 9—12.

И. Е. Прокоповичу — 80 лет

7 декабря 1992 г. исполнилось 80 лет Заслуженному деятелю науки Украины, доктору технических наук, профессору Игорю Евгеньевичу Прокоповичу.

И. Е. Прокопович в 1937 г. закончил Одесский инженерно-строительный институт, в 1938 г. поступил в аспирантуру, а в 1941 г. ушел на фронт. Пройдя всю войну и вернувшись в ОИСИ, он в 1949 г. защитил кандидатскую, а в 1960 г. — докторскую диссертацию.

И. Е. Прокопович — один из ведущих специалистов страны в области строительной механики железобетона и теории ползучести, является основателем и руководителем научного направления, получившего признание в нашей стране и за рубежом. Расчет стержневых систем, плит, дисков и оболочек из железобетона на длительные воздействия нагрузки и внешней среды, проблемы устойчивости стержней и оболочек, длительной прочности железобетона — вот далеко не полный перечень неопределенного вклада И. Е. Прокоповича в теорию и практику железобетона. Полученные им

результаты являются основополагающими, широко используются в настоящее время при проектировании и строительстве, в нормах и рекомендациях.

И. Е. Прокопович — автор хорошо известных специалистам научных трудов (более 160, в том числе пяти монографий). Среди его учеников более 40 кандидатов и докторов технических наук.

Профессор И. Е. Прокопович в течение многих лет беспрерывно заведовал кафедрой строительной техники ОИСИ с момента ее основания в 1951 г. Сегодня, находясь на заслуженном отдыхе, он поддерживает тесную связь с институтом, ведет активную творческую работу, руководит аспирантами и соискателями.

И. Е. Прокопович — человек щедрой души, беззаветно преданный науке, мудрый и добрый наставник.

Редакция и редколлегия журнала, Ваши многочисленные ученики и почитатели поздравляют Вас сегодня, уважаемый Игорь Евгеньевич, со знаменательным юбилеем. Примите в этот день самые искренние пожелания здоровья и новых творческих успехов. Вы и Ваши идеи очень нужны отечественной науке о железобетоне.

УДК 624.073.7

Самарин Ю. А., Коваленко Г. В. **Варианты оценки начальной безотказности ребристых плит покрытия // Бетон и железобетон.** — 1992. — № 12. — С. 2—4.

Представлены материалы вероятностной оценки прочности, жесткости, трещиностойкости испытанных конструкций с использованием различных физических моделей. Показаны возможности, сформулированы условия реализации разных вариантов. — Ил. 1, табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 666.97.035.51

Пшонкин Н. Г. **Оценка эмпирических зависимостей электрического сопротивления бетонных смесей от температуры // Бетон и железобетон.** — 1992. — № 12. — С. 4—6.

Рассмотрены вопросы точности описания экспериментальных данных зависимости удельного электрического сопротивления бетонных смесей различных составов от температуры различными эмпирическими формулами. Дана сравнительная оценка использования различных эмпирических зависимостей в математическом моделировании для описания температурных полей, получаемых в процессе электропрогрева бетонных смесей. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 693.54(047)

Лордкипанидзе М. М. **Прочностные и деформативные характеристики бетона с позиций адсорбционной теории о природе его ползучести // Бетон и железобетон.** — 1992. — № 11. — С. 6—8.

Установлено, что бетон работает во времени по линейному закону вплоть до достижения им действительного предела прочности. Отмечено, что самыми устойчивыми характеристиками бетона являются мгновенный предел прочности и получаемая при этом предельная деформация и что модуль упругости бетона — величина постоянная. — Ил. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 666.97.033

Ганжара В. И. **Компактная схема основного производства сборного железобетона мощностью 25...35 тыс. м³ в год // Бетон и железобетон.** — 1992. — № 12. — С. 8—10.

Разработана технологическая схема изготовления сборного железобетона, обеспечивающая оптимизацию технологических, теплотехнических и организационных факторов производства. Схема может найти применение как при строительстве новых, так и при реконструкции действующих предприятий по производству сборного железобетона. — Ил. 2. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 691-4:691.175

Брайловский М. И., Зильберберг А. С., Шевченко А. А. **Поллимерные элементы форм для изготовления рельефных конструкций // Бетон и железобетон.** — 1992. — № 12. — С. 10—13.

Статья посвящена вопросу промышленного изготовления архитектурных элементов форм из полимербетона на примере Нижегородского арендного предприятия ДСК-1. Формы предназначены для производства наружных стеновых панелей, экранов лоджий и балконов, поверхностей козырьков входов. — Ил. 6, табл. 1.

УДК 693.546.3

Транспортирование бетонной смеси на предприятиях стройиндустрии / В. Д. Хованский, А. В. Атяванов, П. С. Вон, В. М. Целицо // Бетон и железобетон. — 1992. — № 12. — С. 14—15.

Дан сравнительный анализ известного оборудования и технологии бетонных работ, применяемых на предприятиях стройиндустрии. Описаны технологический комплекс оборудования для трубопроводного транспорта бетонной смеси, разработанный НПО «Союзспецфондаментстрой» для ПСО «Тюменьгражданжилстрой» и технология подачи, распределения и укладки бетонной смеси на формовочных постах. — Ил. 3.

УДК 666.972.035.51

Шифрин С. А., Ивлиева Л. И., Коллеганов А. В. **Использование сухих смесей при бетонировании протяженных конструкций на замороженном основании // Бетон и железобетон.** — 1992. — № 12. — С. 16—17.

Представлены результаты исследования послойного бетонирования монолитных протяженных конструкций с использованием сухих бетонных смесей. Показана возможность уменьшения расхода цемента, электроэнергии и глубины оттаивания грунтового основания при послойном бетонировании. — Ил. 1. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 721.059.4:691.328

Ждахин Л. П. **Определение пробиваемости стенок бункеров падающим щебнем // Бетон и железобетон.** — 1992. — № 11. — С. 17—19.

Приведены исследования, анализ, а также рекомендации по расчету на прямой и косой удары и соответствующие им пробивания днищ и стенок щебеньками наибольшей массы, содержащимися в падающих разреженных потоках сыпучих сред из щебня в железобетонные бункеры. — Ил. 1. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.327:539.37/38

Остапенко А. Ф. **Метод нейтральной оси и спрямляющей плоскости в пространственном расчете железобетонных колонн // Бетон и железобетон.** — 1992. — № 12. — С. 19—20.

Предложен новый метод пространственного расчета железобетонных колонн с учетом геометрической и физической нелинейности. Он приводит к замкнутой форме алгоритма «стержень», что существенно сокращает время расчета при высокой точности. — Ил. 1. — Библиогр.: 3 назв.

Заместителю директора
НИИЖБ т. Мамедову Т. И.

109428, Москва, 2-я Институт-
ская, 6 НИИЖБ, Сварка

ЗАЯВКА
на приобретение «Руководящих технологических материалов
по сварке арматуры и закладных деталей
железобетонных конструкций» (РТМ)

Реквизиты заказчика

Индекс, область (край), город _____

Улица, дом _____

Наименование организации _____

Отдел-координатор по заявке _____

Ответственный исполнитель (ФИО, телефон) _____

Расчетный счет _____

Количество заказываемых экз. РТМ _____

Аванс _____ руб. перечислен на расчетный счет № 585804 в Волгоградском филиале МИНБ (Московский индустриальный банк), МФО 201014, почтовый индекс банка 109377.

Копия платежного поручения № _____ от _____

прилагается.

Директор
Главный бухгалтер
МП

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

Технический редактор Ю. Л. Циханкова

Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 02.10.92. Подписано в печать 02.12.92. Формат 60×90 1/8. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92. Уч.-изд. л. 5,07. Тираж 9144. Заказ 4156. Цена для индивидуальных подписчиков 1 р., цена для предприятий и организаций 4 р.

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., строение 5, 3-й этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, Долгоруковская ул. (бывшая Каляевская ул.), 23а

Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Министерства печати и информации Российской Федерации 142300, г. Чехов, Московской обл.

Отпечатано в Подольском филиале
142130, г. Подольск, ул. Кирова, 25

ДЛЯ ПРЕДПРИЯТИЙ СТРОЙИНДУСТРИИ!

**Ордена Трудового Красного Знамени
научно-исследовательский,
проектно-конструкторский и технологический
институт бетона и железобетона (НИИЖБ)**

ГОТОВ ВЫПОЛНИТЬ СЛЕДУЮЩИЕ ←

работы:

● восстановить в неограниченном количестве любые изношенные медные электроды контактных машин для точечной сварки арматуры посредством специальной износостойкой наплавки, а также отдельные детали этих машин — электрододержатели, токоподводы и т. п. Благодаря такой наплавке стойкость электродов при сварке проволочной арматуры диаметром 3...6 мм возрастет до 20 раз, при сварке стержневой арматуры диаметром 8...40 мм — в 5...6 раз.

Стоимость восстановления 100 штук электродов для сварки арматурных сеток и каркасов (в зависимости от их диаметра) составляет 5...15 тыс. р.

● передать рекомендации по дуговой резке стержневой напрягаемой арматуры с помощью новых высокопроизводительных электродов марки ОЗР-2 и обеспечить их поставку в требуемом объеме (стоимость 1 т электродов 31 тыс. р).

Их применение взамен электродов сварочных модификаций характеризуется снижением расхода электродов, уменьшением потребления электроэнергии, а также повышением производительности резки.

Стоимость передачи вышеуказанных рекомендаций 1...1,5 тыс. р.

● изготовить и поставить высокопроизводительные устройства для сварки под флюсом закладных деталей для жилищного и гражданского строительства.

Производительность — 400 сварок/ч, диаметр привариваемых анкеров — 8...14 мм.

Стоимость (без источника питания) — 60...65 тыс. р.

● поставить новый сварочный флюс, обеспечивающий снижение на 15...20 % металлоемкости закладных деталей для жилищного и гражданского строительства за счет уменьшения толщины плоского элемента.

Для анкеров диаметром 10...12 мм обеспечивается возможность использования листового металлопроката толщиной 6 мм.

Стоимость поставки 1 т данного флюса — 22 тыс. р. ←

Заявки на выполнение работ направлять по адресу:
109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6, НИИЖБ, сектор сварки.
Телефоны для справок: 174-81-02, 174-80-26.

НОВЫЕ РТМ ЗАМЕНЯТ СН 393-78

НИИЖБ готовит к изданию «Руководящие технологические материалы по сварке арматуры и закладных деталей железобетонных конструкций» (РТМ) взамен Инструкции СН 393-78. Это широкопрофильный документ по технологии заводской и монтажной сварки арматурных изделий, куда вошли все 49 типов сварных соединений по ГОСТ 14098, выполненных из арматуры классов А-I...А-VI, Ат-IIIС, Ат-IVС, Ат-V, Ас-II и Ас-III, а также плоских элементов проката из стали различных марок.

В РТМ ВКЛЮЧАЮТСЯ: ХАРАКТЕРИСТИКИ СТАЛЕЙ; СВЕДЕНИЯ О СВАРОЧНЫХ МАТЕРИАЛАХ; ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ СВАРКИ СЕТОК И КАРКАСОВ, КОНТАКТНОЙ СТЫКОВОЙ СВАРКИ, СВАРКИ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ И ДР.; ВСЕ ВИДЫ ВАННЫХ И ДУГОВЫХ ПРОЦЕССОВ СВАРКИ АРМАТУРЫ И УЗЛОВ ПРИМЫКАНИЯ В МОНТАЖНЫХ УСЛОВИЯХ; СВЕДЕНИЯ ПО ОБОРУДОВАНИЮ, ВКЛЮЧАЯ ЕГО ПРОВЕРКУ; МАТЕРИАЛЫ ПО КОНТРОЛЮ КАЧЕСТВА СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ — РАЗРУШАЮЩЕМУ И УЛЬТРАЗВУКОВОМУ МЕТОДАМ.

Объем РТМ — 12...14 печатных листов.
РТМ планируется издать во II квартале 1993 г.

Стоимость 1 экз. РТМ с учетом затрат на разработку и издание составит ориентировочно 600 р. Окончательная стоимость будет определяться в зависимости от тиража.

Желающие приобрести РТМ должны направить в институт гарантийное письмо-заявку по прилагаемой форме (см. стр. 32) с сообщением о перечисленном авансе в размере 25 % указанной выше стоимости, т. е. 150 р. за 1 экз.

Справки по тел.: 174-85-93 и 174-83-61