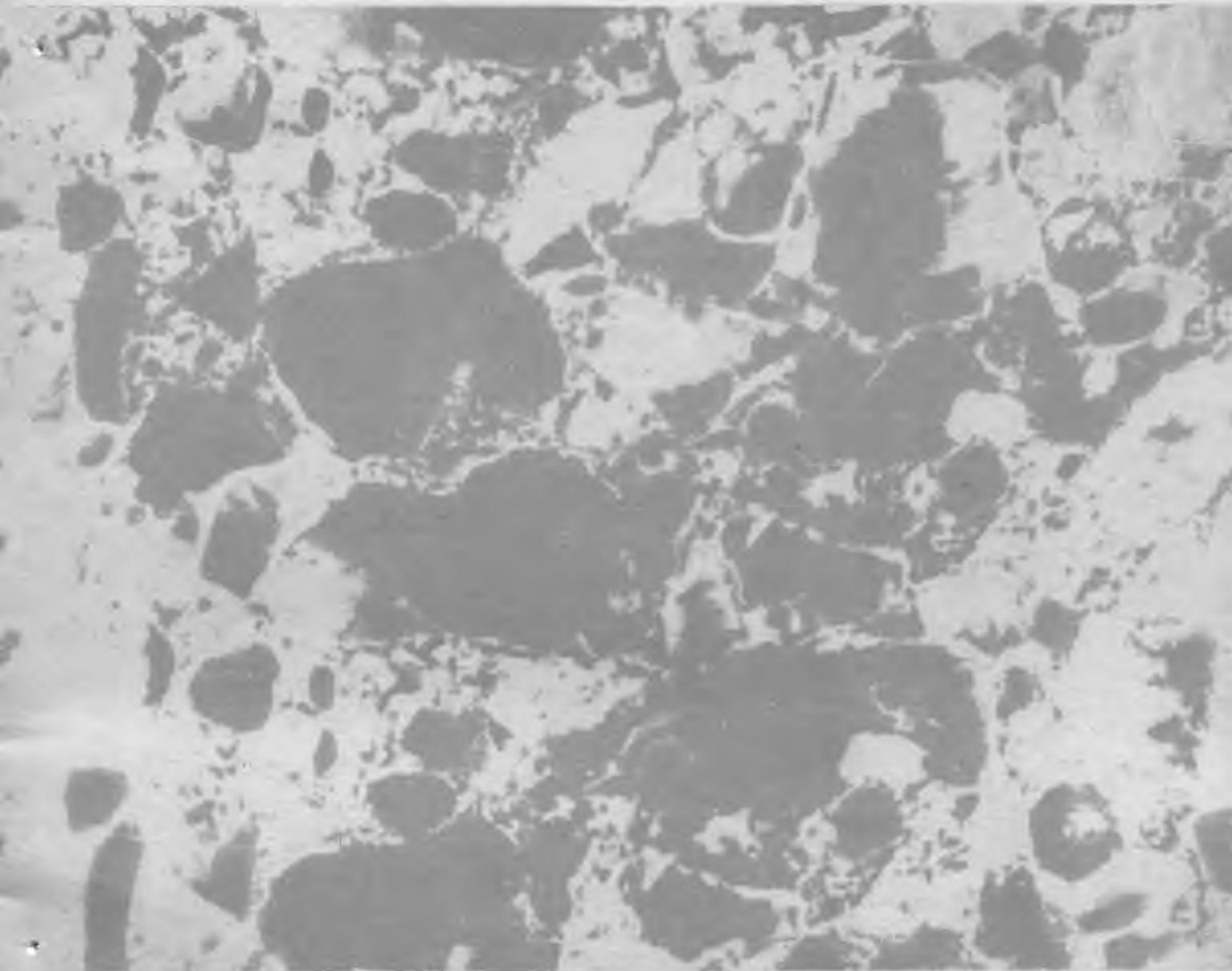


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4

1993



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.

● 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.

● 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.

● 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.

Заявки на выполнение работ направлять по адресу:
109428, Москва, 1-я Мясницкая ул., 6, НИИЖБ, сектор сварки.
Телефоны для справок: 174-81-63, 174-60-26.

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

- Семченков А. С., Залесов А. С., Алексеев О. В.* Действительная работа многопустотных плит перекрытия в составе здания 2

Бетоны

- Вальт А. Б., Кучин В. Н.* Прочность бетонов на растяжение 4
Иссерс Ф. А., Вершинина Н. И. Бетоны на ВНВ для преднапряженных конструкций 5
Топильский Г. В., Демин А. В., Турукова Л. М., Филатова И. В. Вяжущие с депрессорами влагонепарения для бетонов воздушно-сухого твердения 8
Власов В. К. Закономерности оптимизации состава бетона с дисперсными минеральными добавками 10
Онина М. М. Новый способ активации цемента 12

Заводское производство

- Граник В. Г.* Изготовление преднапряженных изделий в формах с внутренними несмещаемыми упорами 14
Гринев В. Д., Глухова Л. Н., Покхрел Т. П., Полюдов В. А., Каменный Е. М. Использование полиэтиленовых сеток для армирования пустотных панелей перекрытий 16
Комиссаров С. В., Копылов В. Д. Проектирование метода термоса на ЭВМ 17

Строительное производство

- Кудзис А. П., Расланас С. Б.* Влияние асбестоцементных отсекающих на сдвиговую прочность стыков стен монолитных зданий 19

В помощь проектировщику

- Нурмаганбетов Е. К.* Расчет плоских железобетонных рам 21
Залесов А. С., Мирсаяпов И. Т. Расчет изгибаемых элементов на выносливость с учетом аналитических диаграмм деформирования бетона и арматуры 22

Стандарты и нормативные документы

- Тражбовецкий В. П.* Стандартизация цемента 25

Использование промышленных отходов

- Крылов Б. А., Зиновьев Н. Т., Смирнов А. Г.* Испытание щебня из дробленого бетона 26
Орловский Ю. И. Особенности технологии производства полимерсеробетонов и изделий на их основе 27

Зарубежный опыт

- Михайлов К. В.* Новые виды стержневой арматуры для железобетона 30



УДК 624.073

А. С. СЕМЧЕНКОВ, канд. техн. наук (А/О «Инрекон»); А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); О. В. АЛЕКСЕЕВ, инж. (АРМСтрой)

Действительная работа многопустотных плит перекрытия в составе здания

В кирпичных, блочных и панельных зданиях перекрытия опертые по четырем сторонам, а при самонесущих наружных стенах — по трем. Поэтому даже при равномерной вертикальной нагрузке q плиты работают совместно, передавая часть нагрузки в поперечном направлении на продольные опоры-стены. При этом в плитах в поперечном направлении действуют перерезывающие силы, изгибающие и крутящие моменты, не учитываемые при расчете плит по балочной схеме. Особенно значительные усилия возникают в крайних плитах, опертых по трем сторонам [1, 2], на которые наряду с вертикальной нагрузкой через сопряжения передаются вертикальные реакции $V_i(x)$ с соседних плит (рис. 1). Для выявления специфики работы крайней плиты провели исследования, включавшие испытания при свободном опирании по двум сторонам (схема 1) и при опирании по трем сторонам и равномерном нагружении (схема 2) или полосовом нагружении вдоль крайнего неподпертого ребра (схема 3).

Для экспериментов изготовили два опытных образца размером 626×119 см под нагрузку 8 кПа в типовой оснастке плит серии 1.141.1. Образец 1 из бетона прочностью 30,4 МПа армировали преднатянутой арматурой класса А-IIIв и типовыми сетками и каркасами. Прочность бетона образца 2 составила 16,4 МПа и в нем отсутствовала верхняя сетка. В торцах плит бетонные пробки не устанавливали.

При испытании по балочной схеме 1 плиты опирались на катковую и неподвижную опоры. Нагрузку, создаваемую фундаментными блоками весом 650 кг, поэтапно довели до величины, превышающей расчетную q^{th} в 1,25 раза, при этом ширина раскрытия нормальных трещин превышала 0,6 мм.

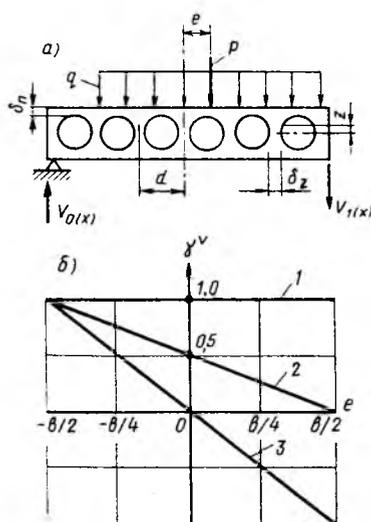


Рис. 1. Расчет плиты, опертый по трем сторонам
а — расчетная схема; б — линия влияния реакции V_0 ; — — — приближенное решение; — — — — строгое

В пространственной схеме 2 на нагрузку создавали блоками, установленными в два ряда по ширине плит, с эксцентриситетом 6 см относительно продольной оси. В образце 1 нагрузку поэтапно довели до $1,6 q^{th}$, при этом на свободной

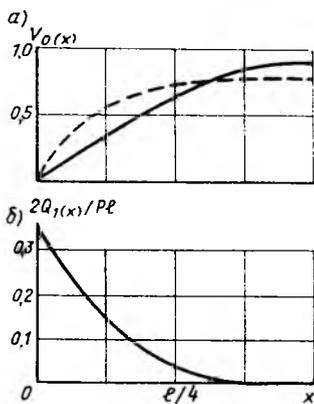


Рис. 2. Эпюры реакции $V_0(x)$ (а) поперечной силы $Q_1(x)$ (б); граничные случаи: 1 — $B^w=0$; $\alpha^2=0$; $\gamma^v=1$; 2 — $\alpha^2=2l(bH)$; $\gamma^v=1$; 3 — $B^w=0$; $\alpha^2=\infty$; $\gamma^v=-2e/b$

границы у опор появились наклонные трещины шириной более 0,6 мм. В образце 2 при расчетной нагрузке вдоль пустот раскрылись трещины, а в крайнем неподпертом ребре образовались значительные наклонные трещины, которые вышли на верхнюю полку плиты и произошло хрупкое разрушение торцов, сопровождавшееся продергиванием напрягаемого стержня.

Далее образец 1 испытали по схеме 3. При этом на нагрузку по свободное крайнее ребро с помощью балочной клетки из ригелей приложили сверху в четырех точках по длине. При суммарной краевой нагрузке $V_1 = 40$ кН в торце плиты в средних ребрах двух крайних от продольной опоры возникли двухсторонние продольные трещины, которые носили изгибный характер (рис. 2). При выдерживании ширина трещин увеличилась до 1 мм, длина составила 40 см; на крайнем свободном ребре у опор образовались наклонные трещины. При нагрузке 65 кН продольные трещины открылись во всех средних ребрах, их ширина достигла 1,5...2 мм, а длина около 80 см, ширина наклонных трещин превысила 1,5 мм. При увеличении нагрузки на плиту до $1,13 q^{th}$ произошло ее разрушение, сопровождавшееся срезом ребер по продольным трещинам и наклонным сечениям в крайнем нагруженном ребре и на верхней полке и продергиванием арматуры. Критические трещины при разрушении обоих образцов, хотя они и произошли при разных схемах испытания, очень похожи, но в образце 1 разрушение носило пластический характер и сопровождалось постепенным раскрытием трещин и текучестью арматуры в наклонном сечении. Учитывая, что для данного вида разрушения контрольный коэффициент запаса по прочности $C=1,4$, плита 1 выдержала испытание по схемам 1 и 2 и разрушилась по более жесткой схеме 3, а плита 2 выдержала испытание только по схеме 1. При достигнутых разрушающих нагрузках образец 1 при схеме 3 и $C=1,4$ соответствовал расчетной унифицированной (без учета собственного веса плит) нагрузке 5,9 кПа, а образец 2 даже при схеме 2 и $C=1,6$ — только нагрузке 3,8 кПа. Следует отметить, что при опирании плит по

двум сторонам, разрушение по наклонным сечениям происходит при $C \geq 2,2,5$.

По результатам испытаний изготовили усиленные в поперечном направлении плиты вследствие рационального размещения продольной и поперечной арматуры, уменьшения диаметров пустот или утолщения средних ребер. Разрушение этих плит при испытании по схеме 3 носило пластический характер и происходило при $C > 1,4$. В реальных условиях плита оказывается загруженной по схемам 2 и 3 одновременно. При опирании по двум сторонам $C = 2,5...3,5$.

Для обеспечения прочности плиты, опертой по трем сторонам, в составе здания необходим расчет с учетом пространственной работы. Он включает определение погонной реакции V_0 вдоль подпертой грани из уравнения совместности деформаций, поперечной силы Q_x и крутящих моментов M^* в торцах плит и проверку прочности плиты.

При отношении размеров круглопустотной плиты в плане $b/l \leq 0,3$ поперечные деформации в ней незначительны и ими можно пренебречь, рассматривая плиту как тонкостенный многоступенчатый стержень с недеформируемым и недеформируемым сечением. В этом случае равномерно распределенную нагрузку q на плите можно заменять на погонную сосредоточенную полосовую (см. рис. 1).

Для определения реакции разложили ее и нагрузку в бесконечные тригонометрические ряды по синусам. Тогда при приложении к плите погонной нагрузки с эксцентриситетом e (см. рис. 1) формула реакции вдоль продольной опоры

$$V_0(x) = \sum_{n=1,3}^{\infty} pK\gamma^n \sin \frac{n\pi x}{l}, \quad (1)$$

где K — коэффициент разложения нагрузки в ряд; γ^n — коэффициент, зависящий от геометрических размеров плиты, эксцентриситета e и жесткостного коэффициента α^2 : $\alpha^2 = B^w/B^*$; B^w , B^* — осредненные жесткости плиты на изгиб и кручение.

На рис. 2 приведены линии влияния реакции V_0 при $n=1$ для трех граничных случаев. Приближенная ($n=1$) и точная ($n=10$) эпюры реакций $V_0(x)$, построенные при $e=0$, $\eta=0,1$, заметно различаются (см. рис. 2). Для упрощения и в запас при выводе формул усилий в плите нагрузку по длине принимали постоянной и в ряды не расклады-

вали, а в формуле реакции учитывали только первый член ряда. В этом случае крутящий момент и поперечная сила на опорах ($x=0, l$)

$$\left. \begin{aligned} M^* &= \frac{\nu lb}{4} \gamma^n; \\ Q_1 &= \frac{pl}{2} \gamma^n, \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где γ^n , γ^n — коэффициенты, выражающиеся через γ^n , e и b .

Продольные изгибающие моменты и прогибы в узкой плите, опертой по трем сторонам, незначительны. Аналогичные усилия действуют и в плитах соседних с подпертой, и в плитах каркасных зданий при полосовых загрузках или опирании настила вдоль пролета на ригели [1...4], а учитывая слабое поперечное армирование плит для исключения хрупкого разрушения необходимо прочность в поперечном направлении рассчитывать как для бетонных элементов. При этом следует проверить прочность

торцевых участков плиты от изгибающих моментов в поперечном направлении, возникающих под действием крутящего момента M^*

$$M^* \leq \bar{M}^*, \quad (3)$$

где \bar{M}^* — внутренний изгибающий момент, воспринимаемый опасным сечением средних ребер: $\bar{M}^* = 0,38 R_{bt} d_z^2 \frac{ab}{dz}$;

d_z — толщина ребра в опасном сечении; z — расстояние от середины высоты ребра до опасного сечения; d — расстояние в осях между соседними ребрами; a — длина продольных трещин в торцах плит.

посередине пролета от среза вдоль пролета вертикальной реакцией V_0

$$V_0 \leq \bar{V}_0,$$

где \bar{V}_0 — погонная сдвигающая сила, воспринимаемая полкой плиты при срезе: $\bar{V}_0 = 2R_{bt} \delta_n$; δ_n — минимальная толщина полки.

опорных участков по наклонному и пространственному сечению на действие поперечной силы Q_1 и крутящего момента M^* , причем влияние крутящего момента значительно превосходит влияние силы Q_1 .

Отношение жесткостей плиты на изгиб и кручение не остается постоянным, а в процессе нагружения в результате пластических деформаций и раскрытия различных трещин возрастает и эффективность пространственной работы снижается. По данным источника

[3], коэффициент α^2 увеличивается в 1,5 раза. Испытаниями установлено еще большее снижение жесткости B^* , что связано с поперечной деформацией (искривлением) сечения [4] и образованием продольных трещин, которые отсутствовали в опытах [3].

При подстановке в полученные формулы фактических размеров прочности материала и жесткостных коэффициентов плит теоретические и опытные значения разрушающих нагрузок удовлетворительно согласуются.

Выводы

Несущая способность типовых плит при опирании по трем сторонам недостаточна, поэтому не допускается снижать класс бетона, поперечное армирование и отказываться от бетонных пробков в торцах, а требуется усиление плит или изменение конструктивного решения.

Расчет плит необходимо выполнять с учетом их пространственной работы при опирании перекрытия по трем сторонам или полосовых загрузках настила.

На основе проведенных исследований в АРМСтрое разработана новая экономическая конструкция пустотной плиты с повышенной прочностью в поперечном направлении и пониженным расходом арматуры.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Семченков А. С. Применение краевого нагружения при расчетах пространственно-деформируемых сборных железобетонных перекрытий // Строительная механика и расчет сооружений. — 1976. — № 6. — С. 52—56.
2. Семченков А. С., Алексеев О. В., Карнет Ю. Н. Пространственная работа многоступенчатых плит безопалубочного формования // Бетон и железобетон. — 1987. — № 3. — С. 8—11.
3. Айвазов Р. Л. Сборные панели перекрытия, опертые по контуру. — М.: МИСИ, 1971. — 367 с.
4. Семченков А. С. Испытание сборных перекрытий, опертых по контуру // Бетон и железобетон. — 1981. — № 1. — С. 11—13.

А. Б. ВАЛЬТ, канд. техн. наук, В. Н. КУЧИН, инж. (Челябинский государственный техн. ун-т)

Прочность бетонов на растяжение

При испытании прочности бетонов на одними из контролируемых характеристик являются пределы прочности на осевое растяжение и на растяжение при изгибе. Согласно ГОСТ 10180 для определения предела прочности бетона на осевое растяжение R_p используют образцы в виде призм и цилиндров. Прочность бетона для каждого образца вычисляют по формуле

$$R_p = \beta K_w \frac{P}{F}, \quad (1)$$

где β — масштабный коэффициент к прочности бетона в эталонных образцах; K_w — коэффициент, учитывающий влажность ячеистого бетона; P — разрушающая сила; F — площадь поперечного сечения образца.

Недостатки метода нахождения R_p в ходе испытаний на осевое растяжение в том, что требуется сложное оборудование для экспериментов, не исключена вероятность разрыва образца в месте крепления захвата; напряжения в рабочем сечении распределяются неравномерно и это приводит к тому, что абсолютная величина предела прочности оказывается заниженной по сравнению с фактической. Неравномерное распределение напряжений приводит к большому разбросу результатов.

ГОСТ 10180 предусматривает устанавливать прочность бетона на растяжение при изгибе $R_{p,и}$ по испытанию призм квадратного сечения с расчетным пролетом $l = 3a$ с приложением сил в $1/3$ пролета. Предел прочности при этом

$$R_{p,и} = \delta K_w \frac{Pl}{ab^2}, \quad (2)$$

где δ — масштабный коэффициент; a , b и l — ширина, высота и длина образца.

У тяжелых бетонов отношение предела прочности на растяжение при изгибе к пределу прочности при осевом растяжении $R_{p,и}/R_p = 1,5 \dots 3$. Увеличение предела прочности при изгибе объясняется

пластической растяжимостью бетона перед разрывом. Таким образом, определение предела прочности на растяжение при изгибе приводит к завышенным результатам.

Для повышения точности установления прочности бетона на растяжение использовали образец, содержащий рабочую часть прямоугольного сечения, в центральной части которого имеется сквозное круглое отверстие, ось которого проходит через центр симметрии образца, а диаметр отверстия равен половине высоты образца. Размеры рабочей части образца выбраны из условия

$$bh \geq nS, \quad (3)$$

где h — высота рабочей части образца, причем $b/h = 0,7 \dots 1$; n — коэффициент влияния, определяемый объемом представительной выборки неоднородной структуры со случайной прочностью границ раздела: $n = 350 \dots 450$; S — средняя площадь поперечного сечения зерна крупного заполнителя: $S = \frac{d_1 + d_2}{2}$, где d_1 , d_2 — наименьший и наибольший размеры зерен крупного заполнителя отдельной фракции.

При испытании образца опоры устанавливали на расстоянии L друг от друга симметрично оси отверстия. Нагружение осуществляли по четырехточечной схеме силами, приложенными к образцу симметрично оси отверстия, величина сил равна $0,5 P$. Образец нагружали до разрушения, после чего определяли прочность бетона на растяжение

$$R_p = \frac{4P(L-l)}{3bh^2}, \quad (4)$$

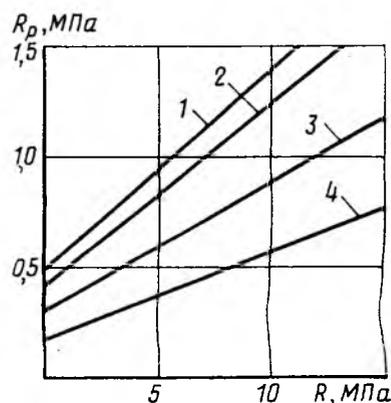
где P — разрушающая сила; l — расстояние между точками приложения усилий.

Использование в качестве образца для испытаний бетона призм с центральным круглым отверстием позволяет находить прочность бетона на растяжение при воздействии изгибающих усилий.

Отверстие дает возможность разделить зоны растяжения и сжатия и выравнивает напряжения в расчетном сечении.

Для испытаний использовали призмы сечением 15×15 см, длиной 60 см, соответствующие ГОСТ 10180 для испытаний на изгиб. Отверстие в образце получили с помощью сплошного стального цилиндра высотой 15 см, диаметром 7,5 см, закрепленного к днищу формы с помощью болта. Испытания образцов проводили на разрывной машине 2054 Р-5 с использованием реверсора. Скорость роста напряжений в растянутой зоне бетона принимали согласно ГОСТ 10180 равной $0,05 \pm 0,02$ МПа. Предел прочности бетона на растяжение определяли по формуле (4).

Образцы изготовляли из бетонов на клинкерном и шлакощелочном вяжущем. В качестве вяжущего использовали портландцемент марки 400 и доменный молотый гранулированный шлак Челябинского металлургического комбината, затворяемый раствором содощелочного плава. Крупность гранитного щебня 5...10 мм. При этом исследовали кинетику роста прочности бетона на растяжение в зависимости от вида и состава бетона, температурно-влажностных условий выдерживания.



Зависимость прочности при растяжении от прочности при сжатии для бетонов 1 — на ПЦ марки 400; 2 — на шлакощелочном вяжущем, расход шлака 300; 3 — то же 400; 4 — то же 500 кг/м³

Расход шлака, кг/м ³	τ_{28} , сут	K
300	16,5	0,082
400	11,0	0,057
500	5,3	0,038

Анализ зависимостей прочности бетонов на растяжение от прочности на сжатие (см. рисунок) показал, что для бетона на ПЦ марки 400 с достаточной степенью точности можно использовать зависимость

$$R_p = 0,09 R, \quad (5)$$

а для шлакощелочных бетонов

$$R_p = KR, \quad (6)$$

где K коэффициент, определяемый в зависимости от τ_{25} (см. таблицу): $K = R_p/R$; τ_{25} — время достижения бетоном 25 %-ной прочности при выдерживании в нормальных условиях.

Установлено, что шлакощелочные бетоны характеризуются большей прочностью на растяжение, чем бетоны на клинкерных вяжущих. Так, прочность на растяжение в возрасте 28 сут в нормальных условиях составила для бетона на ПЦ 1,59, для шлакощелочных бетонов с расходом шлака 300, 400, 500 кг/м³ — 2,05; 2,19 и 2,31 МПа.

Выводы

Предложена методика, позволяющая с высокой степенью точности вычислять прочность бетона на растяжение с использованием несложного традиционного оборудования.

Проведены исследования прочности на растяжение бетонов на шлакощелочном и клинкерном вяжущих. Установлено, что для бетонов, обладающих равной прочностью на сжатие, прочность на растяжение выше у шлакощелочных бетонов.

Результаты исследований можно использовать для оценки трещиностойкости бетона при назначении режимов ТВО.

УДК 691.51/.55:624.0146

Ф. А. ИССЕРС, д-р техн. наук, Н. И. ВЕРШИННА, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Бетоны на ВНВ для преднапряженных конструкций

Применение вяжущих низкой водопотребности (ВНВ), производимых путем механической обработки портландцемента с минеральными добавками и порошкообразным суперпластификатором С-3, позволяет получать бетоны высоких классов для преднапряженных конструкций. Как показали предварительные исследования, прочностные и деформативные характеристики таких бетонов несколько отличаются от нормируемых для тяжелых бетонов на традиционных вяжущих [1], что может повлиять на характер взаимодействия бетона и арматуры, особенно на таких характеристиках конструкций, как потери преднапряжения и длина зоны передачи напряжений с арматуры на бетон.

В НИИЖБе изучали бетоны классов В25...В60 на ВНВ-50 с различными минеральными компонентами (табл. 1).

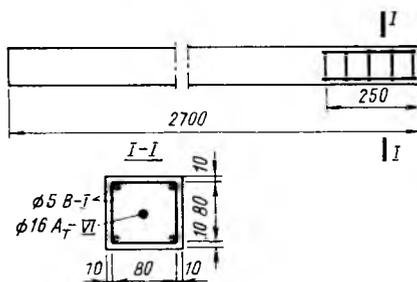


Рис. 1. Опытные преднапряженные балки

Опытные образцы представляли собой балки размером 100×100×2700 мм (рис. 1). Армирование выполняли одним центрально расположенным стержнем периодического профиля диаметром 16 мм из стали класса Ат-У. Один из концов каждого образца армировали сеткой из проволоки диаметром 5 мм класса Вр-1 для контроля влияния поперечной арматуры

на длину зоны передачи напряжений. Продольные стержни натягивали на упоры стенда с последующим подтягиванием перед бетонированием для компенсации потерь преднапряжения от релаксации и деформаций анкеров. Усилие обжатия бетона при отпуске арматуры во всех сериях составило 120 кН. Образцы твердели в естественных условиях лабораторного цеха, близких к рекомендуемым ГОСТ 10180.

Одновременно изготавливали кубы с ребром 100 и 150 мм и призмы размером 100×100×400 мм для определения физико-механических и деформативных характеристик бетонов в моменты отпуска натяжения арматуры, испытаний преднапряженных образцов и до возраста 240 сут через определенные интервалы. Часть призм устанавливали в специальные пружинные установки в день отпуска арматуры и в возрасте 28 сут для определения деформаций усадки и ползучести бетонов. В процессе изготовления и испытаний образцов контролировали деформации арматуры и бетона тензорезисторами с базой 50 мм и индикаторами с ценой деления 0,01 мм.

Таблица 1

Состав	Класс бетона	Вяжущее	Минеральная добавка	Расход материалов, кг/м ³				В/В	О. К., см
				вяжущее	песок	щебень	вода		
1	В35	Портландцемент	—	445	620	1130	200	0,45	3
2	В25	ВНВ-50	Песок кварцевый	330	780	1150	142	0,43	4
3	В60	ВНВ-50	Песок кварцевый (50 %), шлак (50 %)	600	565	1125	135	0,23	12
4	В45	ВНВ-50	Песок кварцевый	600	565	1125	150	0,25	5
5	В45	ВНВ-50	Зола (50 %), шлак (50 %)	400	735	1050	145	0,36	20

Номер состава бетона	Возраст бетона, сут	R, МПа	R _{дн} , МПа	R _{днн} , МПа	E _b , МПа·10 ³
1	6	35,3	27,4	—	28,8
	28	44,8	35,2	—	33,6
	15	26,5	24,5	2,23	26,9
2	28	33,0	29,8	2,79	28,6
	5	58,5	54,1	3,12	37,0
3	28	74,9	65,3	3,12	36,5
	4	32,7	27,4	2,12	29,2
4	28	60,4	47,3	2,83	33,5
	3	35,2	29,9	2,01	23,3
5	28	55,7	54,1	2,61	34,1

Испытания проводили в два этапа. Сначала по достижении бетонной прочности порядка 0,7 планируемой призмной плавно отпускали арматуру и фиксировали длину зоны передачи напряжений. Затем в возрасте 28 сут образцы подвергали центральному растяжению для определения усилия образования трещин.

Физико-механические характеристики бетонов на ВНВ-50 несколько отличаются от характеристик тяжелых бетонов на портландцементе (табл. 2).

Несмотря на уменьшенное по сравнению с обычным тяжелым бетоном количество воды, бетоны на ВНВ обладают хорошей удобоукладываемостью.

Набор прочности происходил очень интенсивно, что позволило осуществить отпуск арматуры на 3...5 день после бетонирования при прочности, равной 0,55...0,8 прочности в возрасте 28 сут, за исключением состава 2, содержащего минимальное количество ВНВ и соответствующего бетону класса В25.

Испытания кубов на сжатие показали, что при размере их ребер 100 и 150 мм прочность бетона на ВНВ практически одинакова. Призмная прочность составляла 0,9 кубиковой, тогда как в обычном тяжелом бетоне это соотношение не превышает 0,8. При сравнении опытных и нормируемых характеристик бетонов учитывали среднее значение коэффициента вариации 0,135, принятое в СНиП 2.03.01—84.

В день отпуска преднапряжения призмная прочность была на 15...20 % больше нормируемой СНиПом. В возрасте бетона 28 сут эта разница составляла 10...25 % для ВНВ на кварцевом песке и 36 % для золошлакового ВНВ, что, вероятно, связано с участием зольного компонента в твердении бетона.

Сопrotивление бетонов на ВНВ растяжению в любом возрасте было идентично значениям, предлагаемым СНиП 2.03.01—84 для тяжелого бетона соответствующих классов. В возрасте бетона 3...5 сут его модуль упругости соответствовал указанному в СНиП 2.03.01—84 для тяжелого бетона соответствующих классов, за исключением бетона на золошлаковом ВНВ, у которого E_b был меньше на 25 %. К 28 сут модуль упругости бетонов на ВНВ был на 7...12 % мень-

ше нормируемых значений для тяжелого бетона. Коэффициент Пуассона бетонов на обычном ВНВ в возрасте нескольких суток был равен 0,2, как у обычного тяжелого бетона. К 28 сут μ возрастал до 0,3. В бетоне на золошлаковом ВНВ коэффициент Пуассона был равен 0,3 в любом возрасте.

Таким образом, бетоны на ВНВ по физико-механическим характеристикам несколько отличаются от обычного тяжелого бетона, что подтверждено результатами испытаний бетонных призм и кубов.

Испытания призм показали, что развитие в них усадки и ползучести носит обычный характер. При этом деформации бетона призм, нагруженных в возрасте 3...6 сут, значительно больше, чем при нагружении призм из этого же бетона в возрасте 28 сут, что связано с разной прочностью во времени. Увеличение деформаций бетона призм под действием постоянной нагрузки практически заканчивалось к 80 сут.

Расчеты, выполненные по методике [2], показали, что опытные значения предельных деформаций усадки бетонов на ВНВ, определенные по ГОСТ 24544, превышают полученные с учетом фактических данных величины: состав 2 — на 10, состав 4 — на 23, состав 5 — на 78 %. В составе 3 опытные и расчетные значения предельных деформаций усадки практически совпали, что, вероятно, вызвано уменьшением на 10 % количества воды затворения при приготовлении бетонной смеси.

Опытная мера ползучести превышала расчетную в составах 2...5 соответственно на 12, 6, 22 и 66 %.

Значительное превышение опытных данных над расчетными в бетоне состава 5 на золошлаковом ВНВ связано с тем, что расчет по формулам норм для определения

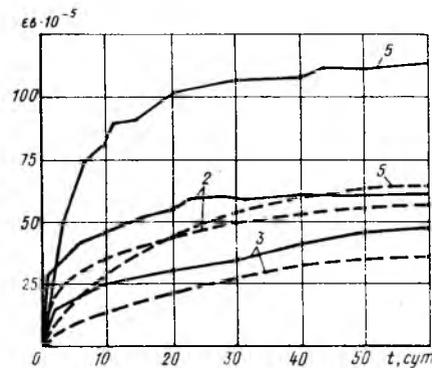


Рис. 2. Деформации усадки и ползучести бетона преднапряженных образцов

— опытные значения; — по СНиП 2.03.01—84 (Цифры на кривых — составы бетонов)

усадки и ползучести основан на результатах исследований жестких бетонов с характеристикой ползучести, не превышающей 2. Бетон состава 5 имел $\sigma_{к} = 20$ см и характеристику ползучести 2,85, что позволяет отнести его по механическим показателям к литому бетону, у которого деформации усадки и ползучести по сравнению с обычным тяжелым значительно выше.

В армированных преднапряженных балках из бетона на ВНВ суммарные деформации от усадки и ползучести после отпуска натяжения арматуры были также больше рассчитанных по СНиП 2.03.01—84; в составах 2...4 — на 15...20 % и в составе 5 на 100...120 % (рис. 2). Превышение деформаций бетона состава 5 преднапряженных балок над бетоном призм вызвано меньшим по сравнению с тяжелым бетоном аналогичной прочности на 25 % модулем упругости бетона на золошлаковом ВНВ в день отпуска натяжения арматуры. В момент нагружения призм на 28 сут модуль упругости был меньше нормируемого лишь на 10 %.

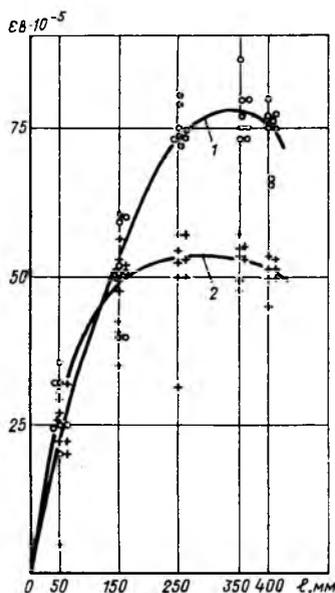


Рис. 3. Деформации бетона торцевых участков балок после отпуска натяжения арматуры
1 — состав 5; 2 — состав 4

Испытания преднапряженных балок из бетона составов 3...5 на центральное растяжение показали, что опытные значения усилий трещинообразования хорошо согласуются с рассчитанными по СНиПу с учетом фактических характеристик бетонов, значений усадки и ползучести, а также случайных эксцентриситетов порядка 1 см.

Зону передачи напряжений с арматуры на бетон исследовали при отпуске натяжения стержней преднапряженных балок. Опытное значение длины зоны передачи напряжений определяли по графикам деформаций бетона торцевых частей балок и принимали равной отрезку длины, на котором деформации обжатия возрастали от торца к середине до стабилизации (рис. 3). Опытно-теоретические значения длины зоны передачи напряжений получали расчетом по рекомендациям [3] с учетом фактических значений втягивания арматурных стержней при отпуске натяжения, измеренных индикаторами.

Номер состава бетона	Длина зоны передачи напряжений, см				
	По СНиП 2.03.01—84	по рекомендациям ФИП ($\lambda=3$)	$l_p^{оп}$	$\frac{l_p^{оп}}{l_p(СНиП)}$	$\lambda_{оп}$
1	23,6	25,9/22,0	25,0/20,0	1,06	2,89
2	25,7	27,9/27,6	25,0/25,0	0,97	2,69
4	24,9	28,7/23,4	25,0/20,0	1,00	2,63
5	24,1	29,7/26,3	35,0/25,0	1,45	3,53

Расчет выполняли по формуле

$$l_p = \lambda \frac{E_s}{\sigma_{sp}} g_0, \quad (1)$$

где λ — коэффициент полноты эпюры деформаций бетона в торцевой части образцов; E_s — модуль упругости арматуры; σ_{sp} — напряжение в арматуре при отпуске натяжения; g_0 — величина втягивания арматуры.

Теоретические значения зоны передачи напряжений рассчитывали по формуле (11) СНиП 2.03.01—84 с учетом фактических характеристик бетонов. Опытные и опытно-теоретические значения l_p в торцах балок, армированных поперечными сетками, были несколько меньше, чем в торцевых участках без поперечной арматуры (табл. 3). В бетонах на основе обычного ВНВ (составы 2, 4) $l_p^{оп}$ была практически равна рассчитанной по СНиП 2.03.01—84, а на золошлаковом ВНВ (состав 5) — превышала теоретическое на 45%. При этом продольных трещин в торцах балок не обнаружено. Это можно объяснить тем, что коэффициент Пуассона бетона на золошлаковом ВНВ такой же, как у арматурной стали. При отпуске натяжения такое сечение деформируется в поперечном направлении равномерно, поэтому сцепление арматуры с бетоном не увеличивается, как в случае ее обжатия бетоном при $\mu_b=0,2$.

Для определения фактического значения коэффициента полноты эпюры деформаций бетона по длине торцевых частей балок был выполнен расчет по формуле (1) с учетом опытной длины зоны передачи напряжений. Для стандартного тяжелого бетона (состав 1)

λ был равен 2,9, что соответствует данным [3]. Для бетона на обычном ВНВ значения λ не превышали 2,7, а в балках из бетона на золошлаковом ВНВ $\lambda=3,5$.

Выводы

Бетоны на ВНВ можно использовать для изготовления преднапряженных конструкций без ТВО благодаря быстрому набору прочности в естественных условиях. Такие бетоны имеют физико-механические и деформативные характеристики, несколько отличающиеся от обычного тяжелого бетона, что следует учитывать при расчете конструкций. Рекомендуется принимать величину потерь преднапряжения в конструкциях из бетона на обычном ВНВ по СНиП 2.03.01—84 с коэффициентом 1,2 и из бетона на золошлаковом ВНВ — с коэффициентом 2. Длину зоны передачи напряжений в элементах из бетона на обычном ВНВ можно определять по формуле (11) СНиП 2.03.01—84. При расчете элементов из бетона на золошлаковом ВНВ длину зоны передачи напряжений следует принимать с коэффициентом 1,5.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Батраков В. Г. Модифицированные бетоны. — М.: Стройиздат, 1990. — 400 с.
2. Рекомендации по учету ползучести и усадки при расчете бетонных и железобетонных конструкций. — М., 1988. — 150 с.
3. Маркаров Н. А., Шарипов Р. Ш., Брискин А. Я. Контроль надежности заанкеривания по величине втягивания арматуры в бетон // Бетон и железобетон. — 1989. — № 7. — С. 35—36.

Г. В. ТОПИЛЬСКИЙ, канд. техн. наук, А. В. ДЕМИН, Л. М. ТУРУКОВА, И. В. ФИЛАТОВА, инженеры (ВНИИЖелезобетон)

Вяжущие с депрессорами влагоиспарения для бетонов воздушно-сухого твердения

Современные гидравлические вяжущие не способны эффективно твердеть в воздушно-сухой среде, что приводит к необходимости дополнительных затрат для ухода за монолитным бетоном. Это сдерживает широкое распространение в промышленности сборного железобетона современных энергоэкономичных способов тепловой обработки ВНИИЖелезобетоном на основе рядовых цементов и депрессоров влагоиспарения разработаны спеццементы ВДВ, интенсивно твердеющие в воздушно-сухой среде. Их изготавливают кратковременным домолом заводских цементов с депрессорами или совместным помолом последних с портландцементными клинкерами. В качестве депрессоров влагоиспарения используются комплексные химические добавки [1] на основе технических лигносульфонатов или суперпластификатора С-3, способные благодаря химическим реакциям замедлять испарение воды из твердеющего бетона [2].

Во ВНИИЖелезобетоне исследовали ВДВ, изготовленные из ПЦ завода «Гигант» и цементного клинкера Щуровского завода с депрессорами на лигносульфонатах и С-3, отличающиеся типом гелеобразователя. Водоудерживающую способность вяжущих при воздушно-сухом прогреве определяли на цементно-песчаных (1:3) образцах открытой поверхности бетона (см. рисунок), а прочность контролировали испытанием образцов кубов, отформованных из изопластичных бетонных смесей. Дополнительно прочность бетона на растяжение при раскалывании исследовали механическим индикатором конструкции ВНИИЖелезобетона, а структурную пористость образцов — методом ртутной порометрии. Водопоглощение бетона W определяли по ГОСТ 12730.3. Воздушно-сухой прогрев образцов проводили в циркуляционной сушильной камере при 60 °С, отно-

сительной влажности воздуха 8...12 % и скорости его движения 5...7 м/с.

Результаты сравнительных испытаний цементно-песчаных образцов-цилиндров с $M_n=13$ м⁻¹, изготовленных из новых вяжущих на основе ПЦ завода «Гигант» и подвергнутых воздушно-сухому прогреву по режиму 1+2+3+1 ч, приведены в табл. 1. По данным табл. 1, ВДВ в отличие от ВНВ отвечают по влагозащитной способности предъявляемым требованиям ($K_{38}^{\text{в}} \geq 45$ %), а их прочность после воздушно-сухого прогрева превышает в возрасте 28 сут прочность

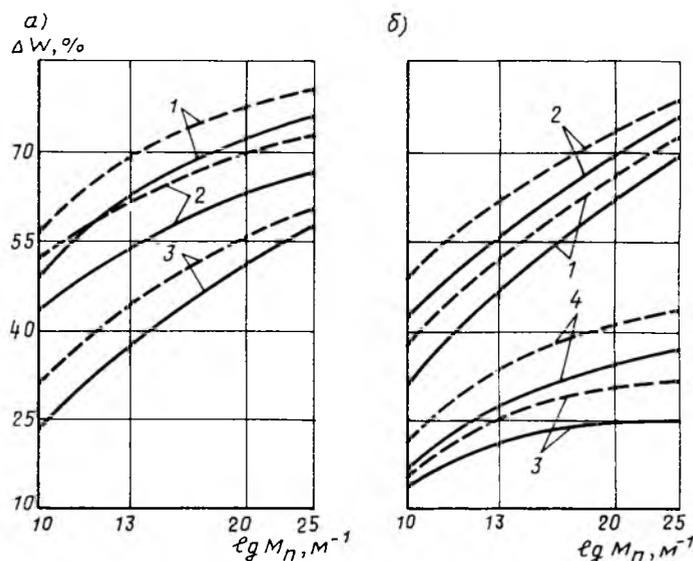
ВНВ на 35...50 %. При этом влагозащитная способность ВДВ возрастает с увеличением содержания добавки-депрессора и тонкости помола вяжущего. Существенно меняется характер структурной пористости бетона, изготовленного на ВДВ. Количество пор с $r > 100$ нм, негативно влияющих на свойства бетона, снижается при применении ВДВ в 1,3...1,7 раза по сравнению с содержанием аналогичных пор в бетоне, изготовленном на ПЦ, и в 1,1...1,4 раза — в бетоне на ВНВ. Содержание переходных пор и микропор ($r=1...100$ нм) в бетоне на ВДВ достигает 42...53 % общей суммарной пористости V , вместо 35 и 20 % для бетона на ВНВ и ПЦ. При этом преимущественный размер пор для бетона на ВДВ составлял 0,024...0,12, на ВНВ — 0,4, на ПЦ — 2,5 мк.

ВДВ обеспечивают значительно большее повышение прочности бетона при твердении, чем депрессоры, вводимые в бетонную смесь с водой затворения. Результаты сравнительных испытаний цемент-

Таблица 1

Вяжущее	Добавка, % массы цемента	$S_{\text{вд}}$, м ² /кг	В/Ц	ΔW^{28} , %	$K_{38}^{\text{в}}$, %	W, %	$R_{\text{р.р.}}$, МПа	$V_{\text{пор}} \times 10^{-2}$, см ³ /г	Распределение пор, % по r , нм			
									$>10^3$	10^3-10^2	10^2-10	$1-10$
ПЦ	—	465	0,50	69	—	8,6	1,2	8,8	36,5	43,4	14,2	5,9
ВДВ-1С	3,0	470	0,40	35	49	7,3	3,2	6,3	15,4	35,2	35,2	14,2
ВДВ-1С	4,7	460	0,37	22	68	7,0	3,6	6,0	12,7	38,8	34,4	14,1
ВДВ-Л	2,5	460	0,40	36	48	7,2	3,0	6,3	10,8	42,6	37,5	9,1
ВДВ-Л	2,5	465	0,40	37	46	7,5	3,2	6,4	14,9	45,0	29,8	10,3
ВДВ-1С	3,0	530	0,35	31	55	6,5	3,1	5,1	16,7	41,4	33,5	8,4
ВДВ-С	5,0	635	0,35	30	56	6,4	4,4	5,2	6,6	39,8	40,9	12,7
ВДВ-Л	2,5	730	0,40	32	53	7,1	3,3	6,1	10,8	35,4	46,6	7,2
ВНВ-100	2,0	675	0,35	39	43	6,4	2,6	6,8	13,5	51,6	28,8	6,1

Примечание. Индекс С — депрессор на С-3; Л — то же на лигносульфонате.



Влияние вида вяжущего, водоцементного отношения и модуля открытой поверхности образцов на влагопотери ΔW цементно-песчаного бетона, прогретого в воздушно-сухой среде по режиму 2+2+17+3 ч

а — В/Ц=0,5; б — В/Ц=0,4; 1 — ВНВ; 2 — ПЦ; 3 — ВДВ — Л; 4 — ВДВ — 1С; — — — — — после прогрева; - - - - - через 28 сут

но-песчаных образцов-кубов с ребром 4 см, изготовленных с применением указанных вяжущих ($S_{уд} = 460 \text{ м}^2/\text{кг}$), а также добавок-депрессоров представлены в табл. 2. Образцы подвергали длительному ($2+2+10+2$ ч) воздушно-сухому прогреву с целью создания наиболее жестких условий работы ВДВ и депрессоров, а часть их твердела без прогрева в камере нормального хранения или на открытом воздухе при 20°C .

ВДВ, изготовленные совместным помолом Щуровского поргланцементного клинкера с добавкой гипса (5 мас.%) и депрессоров (3 мас.%) до $S_{уд} = 300 \text{ м}^2/\text{кг}$, отличаются пониженной нормальной плотностью цементного теста (табл. 3). К 28-суточному твердению в нормальных условиях прочность цементного камня из этих вяжущих приближается или превышает прочность ВНВ. Физико-механические характеристики образцов-кубов с ребром 10 см, отформованных из равноподвижных (О. К. = 0,5...0,8 см) бетонных смесей на основе указанных вяжущих и твердевших в различных температурно-влажностных условиях, приведены в табл. 4. Воздушно-сухой прогрев образцов осуществляли по режиму $1+2+15+2$ ч, а пропаривание при 85°C по режиму $2+3+8+3$ ч. Из табл. 4 видно, что тяжелые бетоны на ВДВ интенсивно твердеют при воздушно-сухом прогреве, не уступая по прочности пропаренным бетонам аналогичного состава. В возрасте 28 сут их прочность на 45...60 % превышает марочную прочность бетона на исходном ПЦ.

Лигносульфонатный депрессор ДВИ-1Л применили при изготовлении бесцементного известково-шлакового вяжущего ИШВ, поскольку из-за низкой гидратационной активности такие вяжущие интенсивно теряют влагу на начальной стадии твердения, в том числе при пропаривании. Вяжущее готовили помолом Череповецкого доменного гранулированного шлака, извести, гипса и депрессора (3 мас.%) до удельной поверхности $S_{уд} = 500 \text{ м}^2/\text{кг}$.

Результаты испытаний мелкозернистого бетона состава 1:3, на основе ИШВ и вяжущих с депрессорами ИШВ-Д, приведены в табл. 5. Образцы-кубы с ребром 4 см твердели на воздухе при 19...23 $^\circ\text{C}$, в камере нормального хранения, а также пропаривали по ре-

Вяжущие	Добавка	В/Ц	Условия твердения	$R_{сж}$, МПа
ПЦ	—	0,50	А	13/28
ПЦ	—	0,50	В	11/21
ПЦ	—	0,50	С	9/21
ВДВ-С	3 % ДВИ-С	0,43	А	23/42
ВДВ-С	То же	0,43	С	38/45
ПЦ	»	0,40	С	24/30
ВДВ-1С	3 % ДВИ-1С	0,40	А	23/48
ВДВ-1С	То же	0,40	В	25/50
ВДВ-1С	»	0,40	С	40/49
ПЦ	»	0,43	С	25/28
ВДВ-Л	2,3 % ДВИ-Л	0,40	А	25/43
ВДВ-Л	То же	0,40	В	17/36
ВДВ-Л	»	0,40	С	35/46
ПЦ	3 % ДВИ-Л	0,43	С	23/28
ВДВ-1Л	2,5 % ДВИ-1Л	0,40	А	20/56
ВДВ-1Л	То же	0,40	В	20/35
ВДВ-1Л	»	0,40	С	34/40
ПЦ	3 % ДВИ-1Л	0,43	С	22/28
ВНВ-100	1,5 % С-3	0,40	А	26/36
ВНВ-100	То же	0,40	С	21/27

Примечания: 1. А — нормальное твердение, В — воздушное, С — воздушно-сухой нагрев. 2. Перед чертой в возрасте 1, после черты — 28 сут.

Таблица 3

Вяжущее	Н. Г., %	Сроки схватывания, ч-мин		Активность при пропаривании, МПа	$R_{сж}$, МПа, в возрасте, сут		
		начало	конец		1	3	28
ПЦ	24,5	2—55	5—15	38,4	21,1	32,5	53,1
ВНВ-100	19,5	4—50	7—30	50,9	35,5	45,2	60,7
ВДВ-С	20,0	4—22	6—12	47,1	21,3	41,0	59,5
ВДВ-1С	20,2	4—20	7—10	41,9	25,4	49,3	62,0
ВДВ-Л	20,0	5—25	7—30	44,9	25,9	43,8	58,9
ВДВ-1Л	20,0	6—30	8—40	47,3	16,2	41,1	76,6

Таблица 4

Вяжущее	Условия твердения образцов	$R_{сж}$, МПа	ΔW , %	Средняя плотность бетона, кг/дм ³
ПЦ	А	14/30	—	2,41
	В	20/28	—	2,40
	С	16/24	48,5	2,36
ВДВ-С	А	—/38	—	2,42
	С	28/48	26,5	2,38
	С	30/44	15,1	2,40
ВДВ-1С	А	—/40	—	2,43
	В	29/45	—	2,41
	С	30/45	19,1	2,37
ВДВ-1Л	А	—/45	—	2,44
	В	32/49	—	2,40
	С	31/48	21,5	2,41
ВНВ-100	А	—/42	—	2,42
	С	26/37	36,4	2,39

Примечания: 1. Для поргланцементного В/Ц=0,5, в остальных случаях — 0,4. 2. А — нормальное твердение, В — ТВО, С — воздушно-сухой прогрев. 3. Перед чертой в возрасте 1, после черты — 28 сут.

жиму $3+3+8+3$ ч. Испытаниями установлено (см. табл. 5), что бесцементные известково-шлаковые вяжущие с депрессором влагонепарения характеризуются пониженной нормальной плотностью теста, меньшими сроками схватывания и большей интенсивностью твердения как при пропаривании, так и в естественных условиях. По данным ртутной порометрии бетон на этих вяжущих отличается микропористой структурой с преимущественным содержанием (до 75 %) микропор и переходных пор с $r = 0,06...0,08$ и $r = 0,012...0,016$ мк.

Анализ результатов исследова-

Таблица 5

Вяжущее	В/В	Условия твердения образцов	$R_{сж}$, МПа	W, %
ИШВ	0,43	А	17	9,5
ИШВ-Д	0,43	А	23	8,9
ИШВ-Д	0,35	А	27	7,2
ИШВ	0,43	В	8	8,8
ИШВ-Д	0,35	В	20	7,4
ИШВ	0,43	С	22	9,3
ИШВ-Д	0,43	С	31	8,2
ИШВ-Д	0,35	С	40	7,6

Примечания: А — нормальное твердение, В — воздушное твердение, С — ТВО при $t_{из} = 80^\circ\text{C}$.

ний [1...3] свидетельствует, что вододисперсные пленкообразующие материалы ВПС превосходят по влагодерживающей способности добавки-депрессоры и спеццементы ВДВ. Однако, несмотря на большие влаготери, прочность бетонов с добавками-депрессорами или ВДВ равна или больше прочности бетонов, защищенных пленкообразующими материалами. Это объясняется тем, что продукты коагуляции и конденсации депрессоров являются структурно-активными составляющими, обеспечивающими дополнительное уплотнение и упрочнение твердеющего бетона. Последнее подтверждается расчетами прироста прочности бетона, приходящейся на каждые 10 % массы воды затворения, сохраненной в нем от испарения благодаря применению противоиспаряющих средств. Для бетонов, защищенных пленкообра-

зующими материалами, эта величина составляет 0,02...0,1, для бетонов с добавкой депрессоров — 0,03...0,14 и для бетонов на основе ВДВ — 0,04...0,35 МПа. Следует отметить, что образцы, отформованные из бетонных смесей на основе исходных ПЦ, на каждые 10 % массы испарившейся из них воды недобирали прочность 0,19...0,42, а на основе ВНВ — 0,15...0,2 МПа.

На кинетику испарения воды из бетона влияют также водоотделение и седиментация, степень уплотнения образцов при формовании. Именно этим объясняются особенности кинетики влагонепарения бетонов, отформованных на основе ПЦ и ВНВ с различным В/Ц (см. рисунок). Оптимальные составы ВДВ испытывали при изготовлении

цементно-песчаной черепицы на Краснополяском керамическом заводе с использованием установки фирмы «Vortex Hgdga» (Италия). После воздушно-сухого прогрева при $t=38^\circ\text{C}$ и $\phi=30\%$ разрушающая нагрузка при испытании на изгиб цементно-песчаной черепицы на основе ВДВ в 2...2,5 раза превышала аналогичный показатель для контрольной черепицы заводского состава.

Вывод

ВДВ представляют собой вяжущие с новыми функциональными свойствами. Потребность в таких вяжущих, по оценке зарубежных специалистов, может достигать 10 % общего выпуска цемента.

УДК 666.972.7.031.1

В. К. ВЛАСОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Закономерности оптимизации состава бетона с дисперсными минеральными добавками

Определение оптимального количества добавки, вводимой в состав бетона с целью экономии цемента, предполагает получение бетона заданной прочности R при различных дозировках добавки и выбора той, при которой расход цемента минимален. Получить строго одинаковую прочность бетона трудно. В этом случае для оптимизации состава используют не расход цемента, а удельную прочность $R/\text{Ц}$ (или коэффициент расходования цемента $\text{Ц}/R$). Однако при прочих равных условиях $R/\text{Ц}$ является функцией прочности бетона. Чем выше R , тем больше $R/\text{Ц}$ (в случае предельных расходов цемента возможна обратная зависимость). Отсюда следует, что при оптимизации состава бетона с добавками следует стремиться к минимально возможному колебанию прочности при различных дозировках добавки. В случае пластифицирующих добавок этого можно достичь сохраняя постоянным основной фактор прочности бетона — водоцементное отношение, что и заложено в реко-

мендациях по подбору состава бетона.

Что касается дисперсных минеральных добавок МД, то, оставляя постоянным В/Ц, равно как и В/(Ц+МД), не удастся сохранить прочность бетона с различными дозировками минеральных добавок на уровне прочности исходного состава без добавок [1]. Для мелкозернистого бетона реализован учет вяжущих свойств минеральных добавок в факторе прочности бетона коэффициентом цементирующей эффективности $V/(\text{Ц} + K_{\text{цв}} \cdot \text{МД})$. Ориентировочные значения $K_{\text{цв}}$ представлены в таблице. В случае

Минеральные добавки	Коэффициент цементирующей эффективности для обеспечения равной прочности бетона
Зола-унос кислая	1,10—1,30/0,7—0,8
Зола-унос высококальциевая	0,80—0,90/0,5—0,6
Отвальная кислая зола	0,40—0,70/0,2—0,3
Молотый песок	0,20—0,30/0,1—0,6
Диатомиты и трепелы	2,00—3,00/1,2—1,7

Примечание. Перед чертой — пропаренный, после черты — нормальное твердение.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Добавки-депрессоры испарения влаги для энергосберегающей технологии производства бетонных и железобетонных труб / Г. В. Топильский, К. А. Маврин, В. И. Мелихов и др. // Совершенствование заводской технологии производства конструкций из спецжелезобетона. — М.: ВНИИЖелезобетон, 1985. — С. 65—75.
2. Топильский Г. В., Турукова Л. М. Химические добавки-депрессоры влагонепарения для бетона. // Промышленность сборного железобетона. — Инф. сб. — М.: ВНИИЭСМ, 1989. — Сер. 3. — Вып. 4. — С. 2—7.
3. Инструкция по технологии изготовления железобетонных конструкций и изделий с паронепроницаемыми адгезированными покрытиями № 21-170—86. — М.: Минстройматериалов СССР, 1987. — 54 с.

опытного определения

$$K_{\text{цв}} = \left(\frac{W_{\text{д}}}{W_{\text{н}}} - 1 \right) \frac{\text{Ц}}{\text{МД}} \quad (1)$$

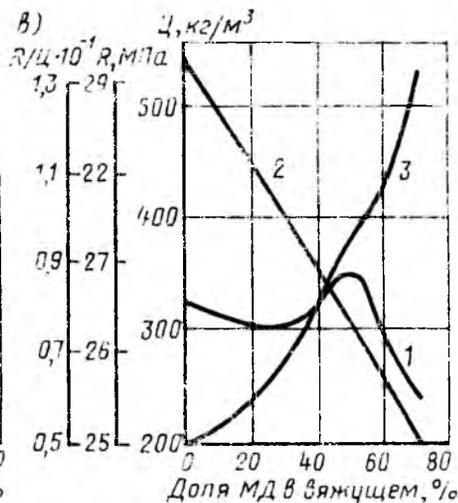
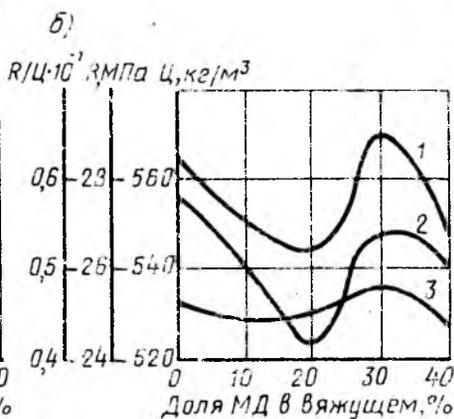
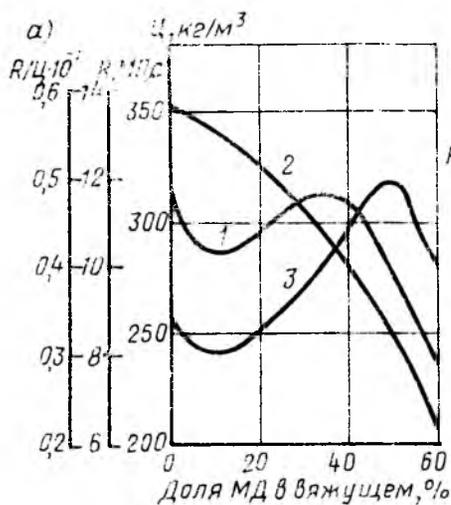
где $W_{\text{д}}$, $W_{\text{н}}$ — водоцементные отношения бетона с добавкой и исходного состава бетона, имеющих равную прочность; $\text{Ц}/\text{МД}$ принимают равным оптимальному, если оно известно, в противном случае для природных добавок осадочного происхождения рекомендуется принять $\text{Ц}/\text{МД}=4$, а для природных добавок вулканического происхождения и искусственных добавок (помол песка, шлака, формовочной земли и т. п.) $\text{Ц}/\text{МД}=1,5$.

Для определения оптимального количества минеральной добавки готовят составы бетона с содержанием добавок в смеси с цементом $\text{МД}/(\text{Ц} + \text{МД})$ природных осадочного происхождения — 10, 20, 30 и 40; природных вулканического происхождения и искусственных молотых — 10, 20, 30, 40 и 50; высококальциевых зол-уноса — 20, 30, 40, 50 и 60; глины — 4, 8 и 12 %.

Водоцементные отношения этих составов

$$W_{\text{д}} = W_{\text{н}} \left(1 + K_{\text{цв}} \cdot 0,8 \frac{\text{МД}}{\text{Ц}} \right) \quad (2)$$

В качестве оптимального количества добавки принимают то, при котором достигнута максимальная прочность бетона. Выбор такого критерия оптимальности требует обоснования. С этой целью изучили характер изменения R , Ц и $R/\text{Ц}$ пропаренного мелкозернистого бе-



Зависимость прочности (1), расхода цемента (2) и удельной прочности (3) пропаренного мелкозернистого бетона с увеличением дозировки в смеси с цементом отвалной золы ГЭС—22: Дзержинска (а), кварцевого молотого песка (б) и золы-уноса от сжигания бурых углей Каинско-Ачинского бассейна (в)

тона, приготовленного на Воскресенском ПЦ марки 400, песке Москворецкого карьера с $M_k = 1,65$, с различными видами и дозировками минеральных добавок: $O. K. = 1...3$ см по конусу Строй-ЦНИИЛ. Некоторые характерные данные представлены на рисунке.

Максимальное значение $R/Ц$ может совпадать или превышать максимум прочности бетона, а в случае высококальциевой золы-уноса, характеризующейся высокой активностью и одновременно низкой водопотребностью, $R/Ц$ монотонно возрастает во всем диапазоне дозировок золы. Единственной закономерностью данных графиков является S-образный характер изменения прочности бетона. Она вначале уменьшается, затем возрастает и снова снижается.

Так как вяжущие свойства минеральных добавок учитываются в факторе прочности бетона коэффициентом цементирующей эффективности, то наблюдаемый характер изменения прочности связан со способностью этих добавок работать как микрозаполнитель. При малых дозировках добавки ее частицы, равномерно распределяясь в тесте, играют роль включений, снижающих однородность и прочность цементного камня. При дальнейшем увеличении количества минеральных добавок с приближением к оптимальной упаковке системы «цемент + добавка» прочность повышается, достигая максимума. Частицы минеральной добавки в этом случае играют роль элементов структуры цементного камня. Дальнейшее увеличение количества добавки приводит к раз-

бавлению цемента добавкой, к нарушению непосредственных контактов между частицами цемента: прочность при этом уменьшается.

Следует отметить, что аналогичное S-образное изменение прочности отмечено в металлах и полимерных мастиках. Рассмотренный характер изменения не только прочности, но и других свойств двухкомпонентных дисперсных систем является общим случаем изменения этих свойств при переходе от компонента А (цемент) к компоненту В (минеральная добавка) через смесь $A + B = 1$.

Приведенный анализ позволяет утверждать, что оптимальное количество добавки соответствует максимуму прочности на кривой зависимости R от дозировки минеральной добавки и является откликом системы «Ц + МД» на оптимизацию дисперсионной среды (цементного теста) в бетоне.

Следует различать экономически оптимальное количество минеральной добавки, найденное из условия минимизации расхода цемента или стоимости бетона, и структурное, обусловленное физическим состоянием системы или структуры, в данном случае связанное с перераспределением частиц в цементном тесте. Учитывая тот факт, что минимизация расхода цемента является частной задачей, предпочтительнее следует отдать структурно оптимальному количеству добавки.

Таким образом, при оптимальном количестве минеральной добавки в бетоне структура дисперсионной среды (цементного теста) характеризуется оптимальным насыщением цемента добавкой. Наглядным

критерием этого состояния является достижение максимально плотной упаковки частиц в тесте, если частицы минеральной добавки значительно мельче частиц цемента, или достижение максимального насыщения цемента добавкой без образования контактов частиц добавки между собой, если частицы минеральной добавки и цемента соизмеримы.

В источниках [2, 3] сделан вывод о зависимости оптимального количества минеральных добавок от расхода цемента или прочности бетона. Он основан на экспериментальных данных, согласно которым прочность бетона низких марок при введении добавок возрастает, а высоких марок уменьшается [4]. При введении в состав бетона минеральных добавок возникает необходимость уменьшить $Ц/В$, во-первых, с целью снижения прочности бетона с добавкой до уровня прочности исходного состава, и, во-вторых, с целью компенсации увеличивающейся водопотребности смеси. Количественно первое будет определяться активностью добавки в соответствии с формулой (2), а второе — водопотребностью как добавки, так и цемента.

В большинстве предлагаемых методов подбора состава бетона игнорируют изменение прочности. В этом случае, при введении минеральных добавок в бетон с низким $В/Ц$ (высокая прочность) относительное увеличение водосодержания бетона велико, а прочность бетона обычно уменьшается. При введении того же количества добавки в бетон с высоким $В/Ц$ (низкая прочность) относительное

изменение водосодержания невелико и может быть как в сторону увеличения, так и в сторону уменьшения. Прочность бетона при этом, как правило, возрастает.

Из этого анализа следует, что характер зависимости оптимального количества минеральной добавки от прочности бетона определяется соотношением между активностью и водопотребностью вводимой добавки и используемого цемента.

Связывая таким образом экономически оптимальное содержание добавки с прочностью бетона, некорректно в то же время судить об оптимальном количестве добавки для уровня прочности исходного состава 20 МПа по составу бетона с добавкой, имеющего прочность, например, 30 МПа. Таким образом, корректировка В/Ц при оптимизации состава бетона обязательна. Она позволяет на первом этапе подбора состава получить В/Ц бетона с минеральными добавками одного уровня прочности с исходным. На втором этапе увеличивается или уменьшается расход вяжущего с найденным В/Ц, если выполнение первого условия привело к изменению заданной удобоукладываемости бетонной смеси.

Структурно оптимальное содержание добавки зависит от расхода цемента или прочности бетона в той же степени, в какой водоцементное отношение влияет на характер упаковки частиц цемента в тесте. Косвенная оценка этого влияния показала, что с ростом водоцементного отношения бетона с 0,35 до 0,55 упаковка частиц це-

мента в тесте от гексогональной ($P=25,95\%$) частично переходит к кубической ($P=47,64\%$). Однако этот переход незначителен и пористость частиц можно принять в среднем 29,95% [5]. С учетом этих данных можно предположить, что структурно оптимальное количество минеральной добавки в бетоне может незначительно возрастать с уменьшением прочности бетона. В мелкозернистом бетоне классов В7,5...В22,5 оно практически не зависит от прочности бетона. Также следует учесть, что мельчайшие фракции заполнителя являются составной частью дисперсионной среды в бетонной смеси. Это может привести к влиянию некоторых технологических факторов, таких, как вид песка или удобоукладываемость бетонной смеси на оптимальное содержание минеральных добавок.

Методику оптимизации состава мелкозернистого бетона можно распространить и на тяжелый бетон. Для этого в качестве исходного принимают состав тяжелого бетона заданной прочности и удобоукладываемости и в дальнейшем, с увеличением количества минеральных добавок, расход крупного заполнителя сохраняют неизменным. Также возможна оптимизация по растворяющей части исходного состава тяжелого бетона. В этом случае коэффициент 0,8 в формуле (2) компенсирует влияние ухудшающегося сцепления крупного заполнителя с цементным камнем.

Выводы

Структурно оптимальное содержание минеральных добавок в бетоне определяется процессом оптимизации зернового состава частиц цемента и добавки в цементном тесте бетонной смеси.

Применение коэффициента цементирующей эффективности позволяет использовать традиционный подход к подбору состава бетона с минеральными добавками: назначение водоцементного отношения по формуле (2) с целью получения бетона с добавкой одного уровня прочности с исходным составом и корректировка расхода вяжущего с найденным водоцементным отношением для получения бетонной смеси заданной удобоукладываемости.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Власов В. К. Механизм повышения прочности бетона при введении микрозаполнителя // Бетон и железобетон.— 1998.— № 10.— С. 9—11.
2. Гольденберг Л. Б., Оганесянц С. Л. Применение зол ТЭЦ для улучшения свойств мелкозернистых бетонов // Бетон и железобетон.— 1987.— № 1.— С. 15—17.
3. Оптимизация состава бетона с дисперсными минеральными добавками / С. А. Высоцкий, М. И. Бруссер, В. П. Смирнов, А. М. Царик // Бетон и железобетон.— 1990.— № 2.— С. 7—9.
4. Зоткин А. Г. Сравнение различных способов назначения расхода золы в бетоне // Бетон и железобетон.— 1990.— № 11.— С. 34—35.
5. Лагойда А. В. Расчетно-экспериментальный способ назначения водоцементного отношения бетона // Бетон и железобетон.— 1984.— № 11.— С. 16.

УДК 666.94.03

М. М. ОНИНА, инж. (СибЦНИИС)

Новый способ активации цемента

В последние годы активация цемента приобрела особую актуальность. История развития способов активации цемента, их преимущества и недостатки подробно изложены в работах [1, 2].

Новосибирским филиалом ЦНИИСа совместно с институтом химии твердого тела и переработки минерального сырья (ИХТТИМС)

была проведена активация цемента в лабораторном электромассклассификаторе.

Электромассклассификатор - активатор представляет собой барабан, в замкнутом объеме которого с помощью вращающего ротора и неподвижных мишеней создается воздушно-пылевая среда, так называемая холодная плазма, обес-

печивающая взаимодействие частиц цемента между собой.

В процессе взаимодействия происходят дезинтеграция частиц, их зарядка, домол «хвоста» с выравниванием гранулометрического состава зерен цемента до тонкости помола примерно 40 мк, в том числе увеличение удельной поверхности цемента.

Устройство позволяет активировать цемент в сухом виде в замкнутом объеме, что полностью исключает загрязнение окружающей среды. Активацию цемента проводили в различном возрасте с момента изготовления на цементном заводе (32, 180, 550 сут) и исследовали ее влияние на прочность бетона и раствора при крат-

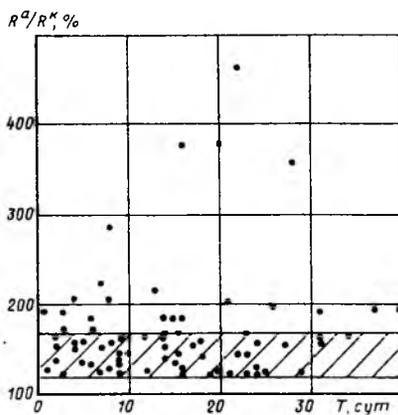
ковременном сжатии. Одновременно определяли возраст цемента до и после активации.

Опыты включали в себя 44 серии образцов с размером ребра 70 мм из мелкозернистого бетона состава 1:1, 68:2,38 по массе с/С=0,43 (возраст цемента 180 и 550 сут) и 78 серий образцов с размером ребра 50 мм из раствора состава 1:1:3 (возраст цемента 32 сут), приготовленных на портландцементе Чернореченского завода марки 400, речном Обском песке с $M_k=2,6$, гранитном щебне карьера «Борок» фракций 5...10 мм. Бетонные смеси имели равную подвижность 4...6 см

Образцы из мелкозернистого бетона пропаривали в лабораторной автоматической пропарочной камере, а образцы из раствора хранили 28 сут в камере естественного твердения. Перемешивание производили в вибрационном смесителе в течение 3 мин.

Образцы готовили из одного замеса в металлической опалубке горизонтального формования. После укладки в формы ее уплотняли на виброплощадке типа 435 А. В зависимости от назначения образцы выдерживали в пропарочной камере или помещали в камеру естественного твердения. Перед испытанием кратковременной сжимающей нагрузкой их выдерживали в течение 4 ч в температурно-влажностных условиях испытательного зала. Образцы готовили одновременно на цементе до и после активации. Образцы на неактивированном цементе приняты контрольными. Образцы из бетонной смеси готовили в день активации и ежедневно в последующие 10 сут.

Из растворной смеси образцы готовили ежедневно в течение 13 сут, но в первые сутки изготовления цемент имел возраст 1,



Влияние возраста активации цемента на прочность при сжатии образцов

2, 3, 9 и 12 сут после активации.

Анализ результатов исследования прочности бетона и раствора при кратковременном сжатии показал повышение прочности как бетонных, так и растворных образцов на активированном цементе по отношению к контрольным образцам.

На рисунке заштрихована зона устойчивого превышения прочности для растворных образцов во времени в зависимости от возраста цемента после его активации, которая составляет 120...170 % по отношению к прочности контрольных образцов. В течение 40 сут после активации падения прочности раствора не наблюдается.

Наибольшую активность активированный цемент приобретает в возрасте 3...9 сут хранения, при этом прочность может увеличиваться в 2...3 раза по сравнению с прочностью контрольного бетона. Так, цемент в возрасте 550 сут после активации намного повысил прочность бетонных образцов по отношению к контрольным. Это превышение составило 191...286 % в возрасте активации цемента 3...9 сут. Коэффициент вариации плот-

ности и показателя прочности бетона и раствора от их средних значений не превышал 8 %.

Проведенные исследования позволили научно-производственному предприятию «Полипром» (Екатеринбург) запроектировать и изготовить мобильный активатор марки АЦМ-ЭМК-005 производительностью 50 кг/ч. В основу его заложен принцип работы лабораторного электромассклассификатора, способного благодаря совокупности электрофизических и инерционных характеристик цемента повысить его активность.

Активатор имеет непрерывный режим работы и рассчитан на 7 лет эксплуатации.

Выводы

Предлагаемый способ активации цемента позволяет получить экономии цемента за счет повышения его марочной прочности.

Активатор прост в изготовлении, не требует применения дорогостоящего оборудования, надежен в эксплуатации, экологичен. При определенной производительности активатор устанавливается перед подачей цемента в дозатор или бункер-накопитель.

Бетон, приготовленный на активированном цементе и предназначенный для эксплуатации в суровых условиях первой строительно-климатической зоны, нуждается в дополнительных экспериментальных исследованиях.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Высокопрочный бетон с активированным минеральным наполнителем // В. И. Соломатов, Л. М. Глаголева, В. Н. Кабанов и др. // Бетон и железобетон. — 1986. — № 12. — С. 10—11.
2. Сизов В. П. Об активизации цемента с наполнителями при раздельной технологии приготовления бетона // Бетон и железобетон. — 1988. — № 6. — С. 26—27.

Золотухин Ю. Д., Барбакадзе В. Ш., Герасимов И. Д., Страбахин Н. И. ИСПЫТАНИЕ СООРУЖЕНИЙ. Справочное пособие.— М.: Высшая школа, 1992.— 22 л., илл.

Изложены основные сведения о теории и практике испытания строительных конструкций и сооружений статической и динамической нагрузками. Приведены сведения о статистических методах оценки результатов измерений, моделировании, обследовании и неразрушающем контроле качества конструкций и сооружений. Рассмотрены методы определения физико-механических характеристик материалов в обычных условиях и при воздействии переменной

температуры и влажности. Даны примеры испытания строительных конструкций. Учтены требования новых ГОСТов и СНиПов.

Для инженерно-технических работников строек, заводских и трестовских лабораторий, научно-исследовательских организаций, студентов и аспирантов вузов строительных специальностей.

С заказами обращаться по адресу: 246653 Гомель, ул. Кирова, 34. БелИИЖТ, кафедра «Строительные конструкции, основания и фундаменты».

УДК 693.56

В. Г. ГРАНИК, канд. техн. наук (МНИПТИ «Стройиндустрия»)

Изготовление преднапряженных изделий в формах с внутренними несмещаемыми упорами

Применение внутренних несмещаемых упоров* позволяет упростить конструкцию форм, обеспечить отсутствие прорезей в бортах, экономии трудозатрат на предотвращение вытекания раствора, исключить резки концов арматуры и снижение ее расхода до 4...7% [1, 2].

Внутренние несмещаемые упоры имеют опорную поверхность, наклоненную к вертикали на угол α_y . При α_y меньшем угла трения α_t внутреннего концевой анкера по опорной поверхности упора, при распалубке изделия необходимо приложить дополнительное вертикальное усилие Q_t для преодоления трения анкеров по упорам. При $\alpha_y > \alpha_t$ во время натяжения арматуры, укладки и уплотнения бетонной смеси и до окончания ее твердения к напрягаемым стержням необходимо приложить вертикальные усилия, удерживающие их в проектом положении. Усилия, определяемые из условия равновесия анкеров на наклонной опорной поверхности под действием предварительного натяжения, воздействуют на элементы формы и должны учитываться при их проектировании.

Для определения угла трения α_t , а также зависимости вертикального усилия от угла наклона опорной поверхности упоров α_y , продольного натяжения стержня, амплитуды вибрации формы и состояния опорной поверхности упоров (наличия или отсутствия смазки, приработки поверхности и др.) в МНИПТИ «Стройиндустрия» была изготовлена опытная установка (рис. 1). Для исследования напрягаемый стержень натягивали болтом между упорами, вращая гайку и контролируя усилия динамомет-

ром растяжения. Угол наклона опорной поверхности α_y варьировали сменными клиньями.

При $\alpha_{y1} < \alpha_t$ после натяжения стержня до заданного уровня напряжений вертикальное усилие Q_t , необходимое для преодоления силы трения, определяли, загружая платформу до момента сползания анкера по клину. При этом фиксатор положения напрягаемого стержня отсутствовал. Был установлен угол наклона опорной поверхности упоров α_{y1} , при котором значение Q_t без вибрации и смазки составляло 150...200 кг. Дальнейшее исследование зависимости вертикального усилия от перечисленных выше факторов показало, что усилие Q_t уменьшается в 2...5 раз в зависимости от амплитуды вибрации, наличия или отсутствия смазки на упорах, приработки их поверхности, особенно в первых 3...5 перемещениях анкеров. Значительные изменения вертикального усилия Q_t при постоянном α_{y1} показали, что рассмотренный случай $\alpha_{y1} < \alpha_t$ нельзя использовать для разработки форм с внутренними несмещаемыми упорами.

Далее угол наклона опорной поверхности принимали большим угла трения анкера по упору $\alpha_{y2} > \alpha_t$. При этом грузовой платформа на установке отсутствовала, и стержень от перемещения вверх по упору при его натяжении удерживался фиксатором. После удаления последнего определяли

угол α_{y2} , обеспечивающий произвольное перемещение анкера стержня по опорной поверхности упора. Исследования положения анкера напрягаемого стержня на наклонной опорной поверхности упора и изменения оси напрягаемого стержня при натяжении показали, что угол наклона анкера к вертикали α_a находится в пределах $0^\circ < \alpha_a < \alpha_{y2}$ и увеличивается с ростом усилия натяжения стержня, ось стержня вблизи упоров искривляется, длина центрального прямолинейного участка стержня с ростом усилия натяжения увеличивается, между сечениями стержня в центральной части длины и в плоскости опорной поверхности упора (опорное сечение) из-за искривления стержня возникает эксцентриситет e_{sp} , который уменьшается с повышением усилия натяжения (рис. 2). Следовательно, в опорном сечении стержня возникает момент $M_0 = \sigma_{sp} A_s e_{sp}$.

Участки стержня вблизи упоров работают на растяжение с изгибом. Напряжения в крайнем нижнем более растянутом волокне стержня, определенные как для упругого материала, приблизительно в 1,5 раза превосходят временное сопротивление разрыву стали A_t-V и в данном случае составляют 1200 МПа. Осмотр стержней после натяжения до 450...550 МПа выявил остаточные деформации изгиба вблизи опорных сечений (концы стержней отогнуты на некоторый угол). Это подтверждает развитие пластических деформаций в крайних нижних волокнах стержней, а также перераспределение напряжений по высоте сечения с достижением условного предела текучести и в волокнах, расположен-

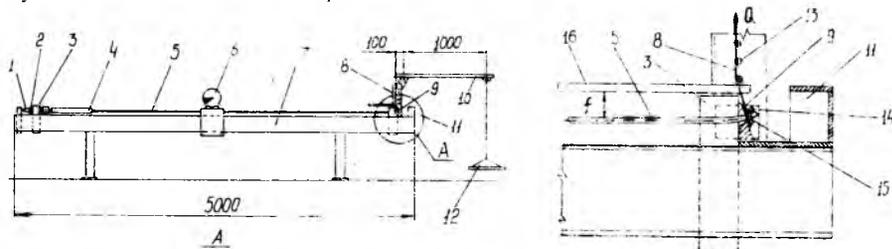


Рис. 1. Установка для испытания внутренних несмещаемых упоров
1 — натяжной болт; 2 — гайка; 3 — опорный кронштейн; 4 — динамометр растяжения; 5 — напрягаемый стержень; 6 — вибратор; 7 — рама; 8 — ролик; 9 — наклонный упор; 10 — рычаг; 11 — предохранитель; 12 — грузовая платформа; 13 — ролик; 14 — фиксатор; 15 — анкер; 16 — база измеренная прогиба

* А. с. 273402 СССР МКИ³ В 28 В 7/22. Устройство для предварительного натяжения арматуры на поддоне / Д. А. Гиллер, С. П. Розенцвейг (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1970. — № 20.

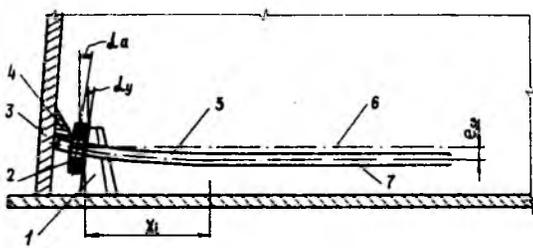


Рис. 2. Искривление натягаемого стержня при натяжении на внутренние несмещаемые упоры
1 — упор; 2 — внутренний анкер; 3 — борт; 4 — фиксатор; 5 — натягаемый стержень; 6 — ось опорного сечения стержня; 7 — ось центральной части стержня

ных выше по сечению стержня. Следовательно, вблизи опорных сечений арматурные стержни работают как упругопластический материал.

Целесообразно исследовать напряженное состояние участков стержня вблизи опорных сечений с помощью расчетных схем, позволяющих более точно учесть геометрические параметры рассматриваемого узла и моделировать его совокупностью плоских конечных элементов. Для анализа напряженно-деформированного состояния растянуто-изогнутого арматурного стержня использовали результаты исследования упругопластического состояния стержневых систем [3]. Проведенные расчеты арматуры, как упругопластического стержня с $R_{sn}=800$ МПа (по СНИП 2.03.01—84*) и $R_{sn}=1100$ МПа, выявили область безопасного напряженного состояния, гарантирующего надежную работу стержня. На рис. 3 показана теоретическая зависимость предельных напряжений от эксцентриситета, а также результаты натяжения стержня диаметром 10 мм. Весь диапазон усилий, равных реальному преднапряжению стержней (например, для плит с рабочим пролетом 3...3,6 м — 450...550 МПа) имеет эксцентриситеты, превышающие безопасные значения для арматуры с нормативным сопротивлением растяжению, удовлетворяющим требованиям СНИП 2.03.01—84*. Испытания на опытной установке показали, что при угле опорной поверхности, на 20% превышающем α_{y2} и усилиях 80—84 кН ($\sigma_{sp}=1020...1070$ МПа), стержни не разрушились. Следовательно, расчетная схема арматурного стержня с концевым анкером в виде круглого сплошного стержня с моментом, прикладываемым в одном сечении, моделирует

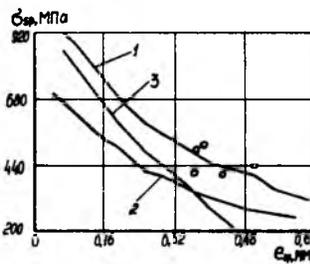


Рис. 3. Зависимость между предельными напряжениями в стержне и эксцентриситетами
1 — $e_{sp}(R_{сн}=1100$ МПа); 2 — $e_{sp}(R_{сн}=800$ МПа); 3 — $e_{опн}$; о — результаты натяжения стержней на форме

более жесткие условия, чем в реальном стержне — опорный момент прикладывается не в одном сечении, а на участке длиной 1,1...1,4 см, что уменьшает возникающий момент.

Для выявления запаса прочности в арматурных стержнях, натягиваемых на упоры с наклонной опорной поверхностью, экспериментально определяли усилия, разрушающие стержни при опирании анкеров на наклонные плоскости с различными углами. Испытания проводили на разрывной машине с реконструированным верхним захватом, в котором разместили составную опорную плиту со сменными клиньями. Для предотвращения износа наклонной поверхности клиньев при действии значительных усилий, а также для воспроизведения поверхности упоров после термообработки, на них дополнительно устанавливали термообработанную пластину из стали класса 40X с поверхностной твердостью НРС40. В центре плиты было предусмотрено отверстие, в котором стержень мог свободно изгибаться при натяжении. Нижний конец стержня помещали во второй захват машины. Для введения стержней до разрушения по опорной поверхности, кроме концевого анкера в виде обжатой шайбы к стержню приваривали вплотную к анкеру дополнительную шайбу. Расстояние от места сварки до изучаемого опорного сечения составляло 25 мм, что позволило исключить снижение прочности стержня из термообработанной стали под воздействием высокой температуры.

Испытывали образцы стержней с концевыми анкерами, опертые на клинья с углами наклона $\alpha_{y2} \pm \pm 0,5\alpha_{y2}$. Перед приложением растягивающего усилия устанавли-

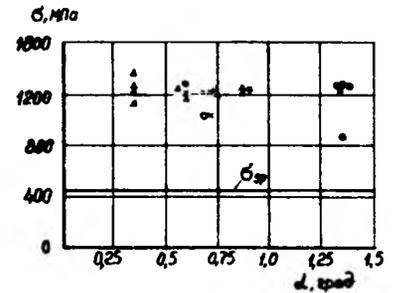


Рис. 4. Разрушающие напряжения в стержнях диаметром 10 мм из стали класса Ат-V при опирании анкера на наклонную поверхность
 Δ — сползание внутреннего анкера; \times — разрыв стержня в уровне опорной поверхности упора; о — обрыв стержня по длине

вали вспомогательный короткий стержень, который выполнял роль фиксатора и препятствовал перемещению анкера по опорной наклонной поверхности. Разрушение образцов, испытанных на разрывной машине, происходило от разрыва стержня по опорной поверхности, сползания анкера по стержню и от обрыва стержня по длине. Результаты испытаний стержней диаметром 10 мм из стали класса Ат-V приведены на рис. 4. Разрушение образцов происходило при напряжениях 1150...1250 МПа, что составило 90—97% временного сопротивления стержней разрыву. Испытания подтвердили полученные ранее результаты на экспериментальной установке: пластические деформации металла в арматурных стержнях способствуют перераспределению напряжений по сечению стержня и увеличивают разрушающее усилие. На установке изучали влияние положения фиксатора относительно анкера на хвостовой части стержня на характер изогнутой оси стержней и величину эксцентриситета e_s .

Опытную партию плит длиной 2,98, шириной 4,18 м и толщиной 140 мм изготавливали в формах-вагонетках с внутренними несмещаемыми упорами, стержни диаметром 10 мм из стали класса Ат-V натягивали электротермическим методом до напряжения 450 МПа.

Разработанная конструкция фиксаторов обеспечивает полную безопасность работ. На одном из стержней опорные сечения были уменьшены до 6 мм, стержень уложен в упоры и зафиксирован от смещения по опорным поверхностям. Во время остывания стержень обрывался по уменьшенному опорному сечению, при этом анкер

с концом стержня оставались в проектном положении без смещения.

Измерения усилий преднапряжения в стержнях, натянутых на внутренние несмещаемые упоры форм-вагонеток, вскоре после их остывания, а также через 6, 24 и 72 ч не выявили релаксации усилий из-за более высокого уровня напряжений на участках стержней вблизи упоров.

Формы с внутренними несмещаемыми упорами были реконструированы из обычных форм-вагонеток. Изготовление опытной партии плит в таких формах и их статические

испытания подтвердили правильность принятых технических решений. Предложенная технология упрощает распалубку преднапряженных изделий, так как после открывания бортов формы изделия можно снимать краном без каких-либо дополнительных операций.

Полученные экспериментальные значения оптимального угла наклона опорной поверхности упора, положения фиксатора, значения эксцентриситетов оси стержня и т. д. использовали при проектировании форм-вагонеток для изготовления преднапряженных плит перекрытий размером на комнату для жилых панельных домов новой серии.

УДК 666.982.24

В. Д. ГРИНЕВ, канд. техн. наук, Л. Н. ГЛУХОВА, инж., Т. П. ПОКХРЕЛ, инж. (Новополоцкий политехнический ин-т); В. А. ПОЛЮДОВ, инж. (трест № 16, Новополоцк); Е. М. КАМЕННЫЙ, инж. («Новипласт», Новополоцк)

Использование полиэтиленовых сеток для армирования пустотных панелей перекрытий

В 1989—1990 гг. в Новополоцке на совместном с Венгрией предприятии «Новипласт» освоен выпуск полиэтиленовых сеток 18 сортов, используемых в качестве снего- и ветрозащитных решеток, заборов, решеток для армирования грунта и т. п. Годовой объем выпуска составляет 1600 т.

Изготовление сеток производится в соответствии с ТУ 6-51-002—89 по следующей технологии. Сырье в виде полиэтиленовых гранул поступает из приемного бункера и со специальными добавками подается в смеситель, затем в экструдер, где после расплавления масса проходит через формующую головку и диски с фильерами. Выходящую в виде сетчатого шланга сетку направляют на калибровочный барабан, охлаждают, разрезают на рулоны мерной длины.

Исследования полиэтиленовых сеток для более широкого использования в строительстве, проводили для изучения возможности их применения для армирования пустотных плит перекрытий вместо метал-

лической конструктивной арматуры.

На заводе ЖБИ Новополоцка были изготовлены четыре пустотные плиты ПК 63 12-8Ат-УТ серии 1.141-1 вып. 63. Две плиты изготовляли в полном соответствии с требованиями проекта, у остальных двух была заменена сетка С-18, расположенная в верхней зоне, полиэтиленовой сеткой типа ТА 0104 с размером ячейки 55×58 мм, относительным удлинением 9...11%. Сетки С-18 из проволоки $\varnothing 4$ Вр-1 предохраняют пустоты в процессе формования от обрушения, а также

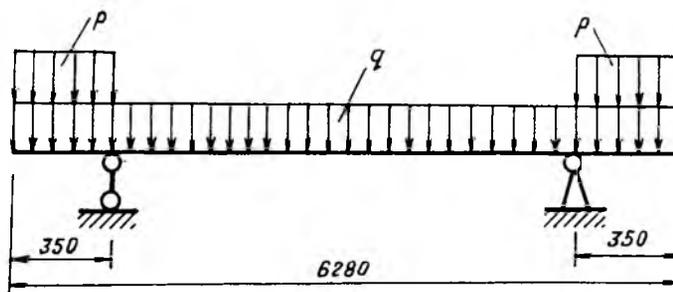


Схема испытаний плит

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ратц Э. Г., Цейтлин С. Ю., Милонидов К. И. Предварительно напряженные железобетонные конструкции со стержневой арматурой, натягиваемой электротермическим методом на внутренние упоры // Бетон и железобетон.— 1966.— № 9.— С. 5—12.
2. Граник В. Г., Вильнер С. Н., Алиев А. Г. Снижение расхода арматуры и трудоемкости изготовления изделий при использовании форм с внутренними упорами // Пути снижения металлоемкости сборного железобетона и совершенствования технологии производства арматуры.— Материалы семинара.— М.: МДНТП, 1989.— С. 81—85.
3. Прочность, устойчивость, колебания.— Справочник под ред. И. А. Биргера.— Т. 1.— М.: Машиностроение, 1968.— 638 с.

частично воспринимают усилия, возникающие при транспортировании и монтаже [1].

Опытные плиты испытывали по ГОСТ 8829 в возрасте 40 сут при достижении средней кубиковой прочности $R = 18$ МПа, т. е. фактическая прочность бетона была несколько ниже проектной (20 МПа).

Схема испытаний плит приведена на рисунке. Одновременно загружали консольные участки этапы нагрузки, соответствующей $0,2 M_{крс}$ до уровня $0,8 M_{крс}$, затем укладывали железобетонные балки массой 100 кг.

В процессе испытания фиксировали момент трещинообразования; испытания прекращали при ширине раскрытия трещин $a_{крс} = 1,5$ мм.

Фактическая проектная несущая способность с учетом сжатой арматуры составляет для типовых плит 14,7, для плит, армированных полиэтиленовой сеткой, — 9,29 кН·м, а момент от нагрузок в процессе подъема — 6,02 кН·м.

Оставшаяся продольная арматура в верхней зоне плиты способна воспринять опорный момент

при заземлении плиты в стене, равный 15 % пролетного расчетного момента [2].

Дополнительно в заводских условиях визуально проверяли трещиностойкость плит при съеме их с опалубки при разной скорости подъема. При этом трещин не обнаружено. После утверждения Госстроем республики Беларусь временных ТУ 234 16-443-91 на Ново-

полоцком заводе начат выпуск опытно-промышленной партии плит. В настоящее время изготовлено около 3000 м³ изделий.

Замена металлических сеток полиэтиленовыми позволяет на 1 м³ изделия экономить 3,8 кг металла. Работы по оптимизации геометрических размеров сеток с целью снижения расхода полиэтилена продолжают.

УДК 693.547.34

С. В. КОМИССАРОВ, В. Д. КОПЫЛОВ, кандидаты техн. наук (МИСИ)

Проектирование метода термоса на ЭВМ

Производство бетонных работ в строительстве связано с укладкой почти половины объема производимого в нашей стране бетона. Столь весомая доля монолитного бетона связана с положительными качествами устраиваемых из него конструкций (гибкость при формообразовании и архитектурная выразительность, повышенная жесткость и устойчивость, общая экономия расхода цемента и арматуры по сравнению со сборным железобетоном). Реализация преимуществ монолитных строительных конструкций во многом зависит от эффективности применяемых опалубок, методов и технических средств транспортирования, укладки и уплотнения бетонной смеси, от технологических мероприятий, обеспечивающих выдерживание бетона до требуемой прочности. Совокупность проблем, связанных с выдерживанием бетона в опалубке, определена географическими и климатическими условиями нашей страны: это — введение бетонных работ в районах с продолжительностью холодного времени года до 8...9 мес, когда температура наружного воздуха снижается до —45 °С.

Суровые условия привели к созданию различных методов выдерживания бетона при отрицательных температурах, среди которых наиболее простым, эффективным и дешевым считается метод термоса. Основанный на максимальном использовании тепловой энергии, вве-

денной в бетон при приготовлении смеси, и тепла, выделяемого в результате химических реакций гидратации цемента, он приобретает особую привлекательность в условиях роста цен на электроэнергию и другие виды топлива. В научно-методической и нормативной литературе по зимним методам бетонирования область применения метода термосного выдерживания ограничена массивными конструкциями с модулем поверхности до 6 м⁻¹. В то же время, технические возможности, экономические соображения и относительная простота метода позволяют расширить область его использования для менее массивных конструкций. Так, по некоторым оценкам, метод эффективен для бетонирования конструкций с модулем поверхности до 15 м⁻¹.

Решение о возможности использования термосного выдерживания бетонирования конструкции принимают в каждом конкретном случае с учетом реальных условий строительства и проверяют предварительными расчетами продолжительности остывания бетона в опалубке с оценкой достигнутой прочности. Методика такого рода проектирования базируется на использовании формулы

$$\tau = \frac{C\gamma(t_{6,n} - t_{6,k}) + q\Pi}{3,6KM_n(t_{6,sp} - t_a)} \quad (1)$$

где τ — продолжительность остывания бетона, уложенного в конструкцию до

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Макрышев В. П., Штокало А. И., Проценко П. М. Совершенствование конструктивного армирования многопустотных панелей перекрытия. — Тез. докл. «Экономическое армирование железобетонных покрытий». — Т. 2. — Фрунзе, 1990. — С. 17—18.
2. Крамарь В. Г., Арзусанян К. М., Кожухов П. И. Исследование круглопустотных панелей перекрытия, заземленных по концам в стену // Бетон и железобетон. — 1983. — № 3. — С. 27—28.

заданной конечной температуры; C — удельная теплоемкость бетона; γ — объемная масса бетона; $t_{6,n}$ — начальная температура бетона после укладки в опалубку и уплотнения; $t_{6,k}$ — конечная температура бетона, до которой происходит расчет продолжительности выдерживания; q — тепловыделения 1 кг цемента за время остывания; Π — расход цемента на 1 м³ бетона; K — общий коэффициент теплопередачи систем опалубок и утеплений конструкции; M_n — модуль поверхности выдерживаемой конструкции; $t_{6,sp}$ — усредненная температура бетона за период остывания; t_a — температура наружного воздуха.

Числитель формулы (1) представляет собой тепло, поступающее в бетон, знаменатель характеризует интенсивность отдачи тепла в окружающую среду. Данная методика получила широкое распространение ввиду относительной простоты и надежности в области проектирования метода термоса для массивных конструкций. При разработке компьютерной программы, построенной на основе этой методики, авторы решили устранить ее очевидные недостатки, существенно сказывающиеся на результатах расчета, особенно для немассивных конструкций. К недостаткам относятся следующие допущения:

температуру бетона принимают постоянной во времени выдерживания $t_{6,sp}$, тогда как она непрерывно изменяется, что влияет на интенсивность экзотермического тепловыделения, нарастания прочности бетона и потерь тепла в окружающую среду;

тепловыделение цемента q в ходе выдерживания бетона задают приближенно, без учета расчетной продолжительности выдерживания и характера изменения температуры бетона (по существу, это второе неизвестное в формуле (1), определить которое можно только после расчета τ ;

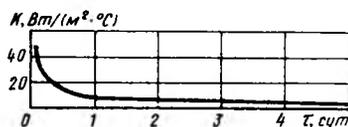


Рис. 1. Изменение коэффициента теплопередачи бетона на контакте с грунтом

общий коэффициент теплопередачи K принимают постоянным и для конструкций, бетонизируемых на холодных основаниях, без учета теплопотерь в контактном слое.

Повышение точности и надежности вычислений в компьютерной программе достигается совершенствованием расчета по формуле (1). По схеме численного интегрирования это выражение развернули относительно средней температуры бетона на малом интервале времени выдерживания Δt_i

$$t_i = \frac{A}{3,6\Delta t_i + 2C\gamma} \quad (2)$$

где $A = 2C\gamma t_{i,0} + 3,6\Delta t_i K_i M_{n,i,0} + q_i \Delta t_i$.

Показатели с индексом i аналогичны соответствующим показателям формулы (1), но их подсчитывают с учетом конкретного интервала времени выдерживания. Так, например, в каждом шаге вычислений пересчитывают общий коэффициент теплопередачи с учетом теплообмена в контактном слое бетона с основанием: в программе заложен специальный алгоритм расчета этого показателя.

На рис. 1 показано изменение коэффициента теплопередачи в контактном слое, рассчитанное по предлагаемой методике. Для устранения приближенного характера определения тепла экзотермии в каждом цикле вычислений по формуле (2) показатели t_i и q_i устанавливаются по итерационной схеме вычислений, когда первое приближение t_i инициирует вычисление уточненного значения q_i ,

по которому затем вновь вычисляют t_i . Ошибка в нахождении пары связанных значений t_i и q_i не превышает 1%. Эта же схема применима для определения потерь тепла в опалубку и арматуру, хотя в конкретной программе авторы отказались от их учета ввиду малой значимости — потери в арматуру составляют до 2% общего количества вложенного в бетон тепла и происходят в течение первых нескольких минут после укладки бетона. Более теплоемка и инертна опалубка, но потери на ее нагрев оцениваются в 4% и происходят в первые 2...3 ч выдерживания. И совсем незначительны теплопотери излучением поверхности опалубок и утеплений, температура которых близка к температуре наружного воздуха, — 0,5...1%.

Из формулы (2) видно, что пошаговое установление температуры бетона во времени выдерживания легко реализует расчеты с учетом изменения температуры наружного воздуха и может быть использовано при разработке полезных приложений расчета прочности бетона по известной температуре.

Созданная компьютерная программа включает комплекс режимов, позволяющих оперативно моделировать широкий диапазон технологических ситуаций. С ее помощью автоматизированы расчеты объемов, площадей и модуля поверхности бетонизируемой конструкции, конструирование опалубочных систем, определение коэффициентов теплопередачи ее элементов и комплексного коэффициента всей системы с учетом съема тепла с наружной поверхности опалубки, расчет изменения температуры бетонной смеси в процессе выполнения транспортных и укладочных операций. При этом учитывают начальную температуру бетонной смеси и ее изменение, температуру окружающей среды, вид тран-

спортного и укладочного средства, конфигурацию бетонизируемой конструкции, продолжительность транспортирования, укладки и уплотнения бетонной смеси.

Общую оценку технологических мероприятий термосного выдерживания уложенного бетона в ходе проектирования производят, анализируя график и изменения температуры бетона и нарастания его прочности во времени выдержива-

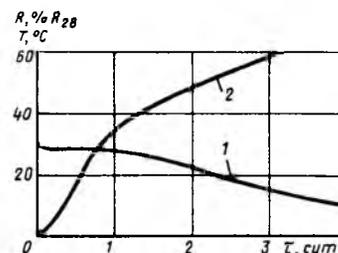


Рис. 2. Изменение температуры и прочности бетона в процессе термосного выдерживания
1 — температура бетона; 2 — прочность бетона

ния (рис. 2). Данные об используемых бетонах и цементах закладываются в программу при подготовке к эксплуатации и представляют собой таблицы опытных значений набора прочности и тепловыделений цемента в нормальных условиях твердения при 20 °C. Используемые алгоритмы обеспечивают вычисление относительной прочности бетона по графику изменения температуры с точностью до 5%.

Программа имеет выраженную диалоговую структуру, доступна для специалистов любого уровня, реализует проектирование термосного выдерживания бетона в рамках траектории одинаковой температуры бетона в объеме бетонизируемой конструкции.

ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

Вологодский научный центр информирует, что в III квартале 1992 г. в издательстве центра вышла книга П. Г. Комохова, В. С. Грызлова «Структурная механика и теплофизика легкого бетона».

В монографии (объемом 18 печ. л.) объясняются особенности структуры и технологии в повышении эксплуатационных качеств легких бетонов, рассматриваются структурно-механические и энергетические принципы их формирования. Большое внимание уделено роли и видам дефектов в структуре бетона, их влиянию на прочность, деформативность, теплофизические свойства. Даются новые представления о теории легкого бетона с позиции структурной и технологической механики.

Книга предназначена для научных, инженерно-технических работников научно-исследовательских, строительных организаций, а также может служить учебным пособием для студентов вузов, специализирующихся в области структурной механики, теплофизики и технологии бетонов.

Книга высылается
наложенным платежом.

Цена договорная.

Заказы направлять по адресу:
162627, Череповец,
Вологодская обл.,
пр. Победы, 12. ЧФ ВоПИ.

УДК 69.022.94:620.17:624.044

А. П. КУДЗИС, д. член АН Литвы, д-р техн. наук, проф.,
С. Б. РАСЛАНАС, инж. (Вильнюсский технический ун-т)

Влияние асбестоцементных отсекателей на сдвиговую прочность стыков стен монолитных зданий

В монолитном домостроении широко применяют технологию разделного бетонирования наружных и внутренних стен с использованием бетонов разных видов. Создано нетрудоемкое и технологичное решение конструкций вертикальных стыков стен с применением в качестве неизвлекаемого отсекателя асбестоцементных листов плоского, крестообразного, волнистого или фигурного профиля. Использование асбестоцементных отсекателей обусловлено их хорошей адгезией с монолитным бетоном стен, высоким коэффициентом трения по контактной поверхности стыка, простотой обработки и дешевизной.

В Вильнюсском техническом университете исследовали прочность и жесткость шпироных стыков с крестообразными и волнистыми асбестоцементными отсекателями при действии монотонной статической сдвигающей нагрузки однократного действия, а также при малоцикловом знакопеременном нагружении. При этом использовали фрагменты вертикальных стыков стен с размером сечения в натуральную величину. Фрагменты бетонировали в соответствии с последовательностью и технологией, принятой на объектах монолитного строительства в Литве.

В качестве рабочей горизонтальной арматуры стыков с волнистыми отсекателями использовали стержни $\varnothing 12$ А-1. В стыках с крестообразными отсекателями роль данной арматуры выполняла стенка отсекателя, соединяющая внутреннюю и наружную стены. Ко-

эффициент армирования $\mu=0,004$ принят из условия несмещения стеновых элементов по контактным поверхностям*. Всего изготовили и испытали пять серий фрагментов стыков. Серия 1 состояла из четырех образцов, в которых варьировали высоту стенки отсекателя крестообразного профиля (0, 200, 300 и 400 мм) (рис. 1). Серия 2...4 включали восемь, а серия 5 — четыре образца, на которых изучали влияние амплитуды циклической знакопеременной нагрузки и прочности бетона стен на работу стыков с волнистыми асбестоцементными отсекателями (см. рис. 1).

При планировании эксперимента применили матрицу трехуровневого плана 3^2 , согласно которой интенсивность четырехкратного циклического нагружения составляла $Q_{sh}/Q_{ult} = \pm 0,3; \pm 0,5$ и $\pm 0,7$. Варьирование интенсивности циклического нагружения фрагментов подобрали исходя из результатов предварительных опытов, которые показали, что образование контактных трещин в зоне стыка происходило при усилии $Q_{sh} \approx 0,50 Q_{ult}$. Прочность бетона элементов стен в стыке изменялась от В10...В5 (тяжелый бетон внутренней стены) до В7,5...В12,5 (керамзитобетон наружной стены).

Фрагменты испытывали по методике, позволяющей создавать как статическое монотонно возрастающее, так и знакопеременное сдвигающее усилие в стыке. При этом закрепили деформации бетона пристыко-

вых зон фрагмента и горизонтальной арматуры, а также взаимный сдвиг и горизонтальное смещение наружной и внутренней стен.

В результате экспериментов установлено, что разрушение стыковых соединений с крестообразными отсекателями носит внезапный характер (рис. 2). Наличие стенки в отсекателе способствовало четырехкратному увеличению вертикальных смещений стеновых элементов. Разрушение стыка началось с образования трещины по всей высоте контакта тяжелого бетона с отсекателем с последующим разрушением стенки отсекателя. Таким образом, усилие трещинообразования Q_{cr} является предельным сдвигающим усилием Q_{ult} . Результаты испытаний показали,

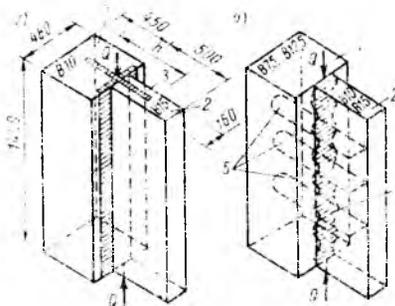


Рис. 1. Фрагменты вертикальных стыков наружных и внутренних монолитных стен из разных бетонов с крестообразным (а) и волнистым (б) асбестоцементным отсекателем

1 — элемент наружной стены; 2 — элемент внутренней стены; 3 — крестообразный; 4, 5 — отсекатели с горизонтальной арматурой

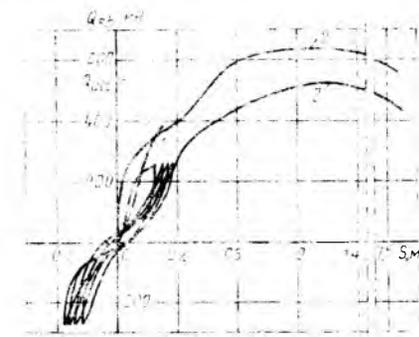


Рис. 2. Зависимость вертикального смещения стыка Δ от сдвигающего усилия

1 — фрагмент с крестообразным отсекателем при монотонной статической нагрузке; 2 — то же с волнистым отсекателем; 3 — то же при малоцикловом знакопеременном нагружении

* Прочность и жесткость стыков — экспериментальная конструкция (Г. Говард, Е. И. Талдак, Д. Нуме и др. — М.: Стройиздат, 1980. — 102 с.)

что стык данной конструкции обладает высокой сдвиговой прочностью, которая близка к прочности на срез монолитного бетона. При этом увеличение высоты стенки $h > 200$ мм практически не влияет на прочность стыка при сдвиге.

При малоцикловом знакопеременном нагружении кривая сдвиговых деформаций шпоночного стыка носит характер петли гистерезиса. При $Q_{sh}/Q_{ult} = \pm 0,3$ ширина данной петли является постоянной, а работа стыка циклически стабильной. При $Q_{sh}/Q_{ult} = \pm 0,7$ стабильность работы стыков не обеспечивается, что приводит к их разрушению. Разрушение фрагментов с волнистыми отсекателями носило ярко выраженный пластический характер при напряжениях в горизонтальной рабочей арматуре, равных напряжениям текучести и вертикальных смещениях элементов до 10 мм и более.

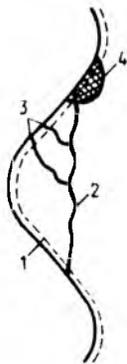


Рис. 3. Трещинообразование в керамзитобетонной шпонке

1 — контактная трещина; 2 — вертикальная трещина среза; 3 — диагональные трещины; 4 — раздробленный от смятия бетон

Экспериментальные исследования показали, что можно выделить три стадии напряженно-деформированного состояния. Упругая стадия проявлялась от начала нагружения до действия сдвигающей си-

лы Q_{crcl} , вызвавшей первую трещину по поверхности контакта отсекаателя с элементом керамзитобетонной наружной стены (рис. 3).

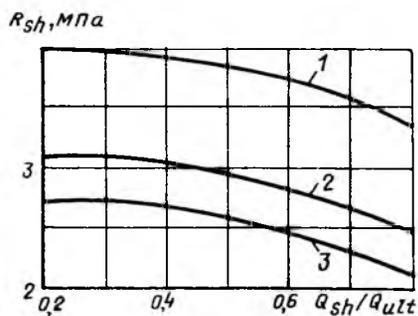


Рис. 4. Регрессия несущих способностей стыков при прочности керамзитобетона наружной стены 19,2 (1), 14,1 (2) и 9,4 МПа (3)

Для всех испытанных стыков процесс трещинообразования происходил при деформациях сдвига, не превышающих 0,17 мм. Окончание данной стадии зависело от прочности сцепления на срез керамзитобетона с асбестоцементом.

В упругопластической стадии в стыках возникали значительные деформации сдвига. В начале нагружения деформирование стыков было результатом смещения контактных плоскостей сопрягаемых элементов относительно друг друга, без повреждений в шпонках. Горизонтальные арматурные стержни испытывали значительные деформации растяжения, зависящие от уровня сдвигающего усилия. Дальнейшее нагружение стыков до Q_{crcl2} вызвало деформирование керамзитобетонных шпонок, что соответствовало образованию вертикальных трещин в плоскости среза.

В пластической стадии отмечались значительные деформации сдвига стыков. Разрушение стыка

обуславливалось взаимным смешением стеновых элементов вдоль некоторой поверхности сдвига, которая формировалась в процессе возрастания нагрузки из трещин в теле керамзитобетонных шпонок, а также трещин по поверхности контакта бетона с отсекателем по всей высоте стыка.

Экспериментально установлено, что увеличение прочности керамзитобетона в два раза приводит к росту несущей способности стыка на 30 % (рис. 4). Однако при интенсивности циклической нагрузки $Q_{sh}/Q_{ult} = \pm 0,7$ прочность стыков снижается на 10 %, что следует учитывать в расчетах стыков. Опыты подтвердили, что чем больше прочность керамзитобетона наружной стены, тем значительнее деформации сдвига стыков при разрушении. Выявлено, что малоцикловое знакопеременное нагружение увеличивает предельные сдвигающие деформации сдвига.

Два фрагмента серии 3 испытали с предварительной контактной трещиной между отсекателем и бетоном наружной стены. Выяснилось, что контактная трещина не влияет на несущую способность стыков, однако снижает их жесткость примерно на 30 %.

Выводы

Для вертикальных шпоночных стыков монолитных стен из разных видов бетонов целесообразно использовать асбестоцементные отсекатели волнистого профиля, обеспечивающие совместную работу стыкуемых элементов практически до стадии разрушения. Конструкция таких стыков является технологически приемлемой и надежной при малоцикловой знакопеременной нагрузке.

Вниманию специалистов!

Малое государственное предприятие «Агромодуль» (учредитель — НИИЖБ) в сжатые сроки обеспечит проектирование экономических быстровозводимых хранилищ плодоовощной продукции и других зданий производственного назначения из крупноразмерных железобетонных панелей, изготавливаемых с использованием существующей опалубки плит 3×6 , 3×12 м; окажет техническую помощь в освоении производства конструкций, контроле качества изготовления и монтажа сборного железобетона, содействии в приобретении и применении эффективных вяжущих и арматуры.

Справки по адресу:
109428, Москва, 2-я Институтская, 6,
корп. 6, МГП «Агромодуль»,
Л. В. Сасонко,
тел. 174-89-98, 174-82-20.

УДК 624.07.042

Е. К. НУРМАГАНБЕТОВ, канд. техн. наук (Казахская гос. архит.-строит. акад.)

Расчет плоских железобетонных рам

Нелинейные дифференциальные уравнения изгиба стержней рамы решают приближенно, методом коллокаций при аппроксимации прогибов полиномами четвертой степени. Получающуюся нелинейную систему алгебраических уравнений предлагается решить методом локальных вариаций минимизацией некоторого функционала.

Для каждого стержня рамы функцию прогиба аппроксимируют полиномом четвертой степени

$$W(x) = C_0 + C_1(x) + C_2x^2 + C_3x^3 + C_4x^4, \quad (1)$$

где C_i ($i=0,4$) — искомые постоянные коэффициенты; $0 \leq x \leq l$.

Примем обозначения

$$W(0) = W_0; \quad W(l) = W_l; \quad \left. \frac{dw}{dx} \right|_{x=0} = \varphi_0; \quad \left. \frac{dw}{dx} \right|_{x=l} = \varphi_l$$

и выразим константы C_i ($i=0,3$) через $W_0, W_l, \varphi_0, \varphi_l, C_4$; $C_0 = W_0, C_1 = \varphi_0$;

$$C_2 = \frac{1}{l^2} [3(W_l - W_0) - (2\varphi_0 + \varphi_l)l + C_4l^2];$$

$$C_3 = \frac{1}{l^3} [2(W_0 - W_l) + (\varphi_0 + \varphi_l)l - 2C_4l^2].$$

Итак, функция прогиба стержня (1) приближенно определяется прогибами W_0, W_l и углами поворота φ_0, φ_l его концов, а также значением константы C_4 . Следовательно, если перемещения концов стержня $W_0, W_l, \varphi_0, \varphi_l$ будут заданы, достаточно для установления функции $W(x)$ найти C_4 . Для этого приближенно решают нелинейное дифференциальное уравнение изгиба отдельного стержня

$$L(W) - q = 0. \quad (2)$$

При расчете железобетонных рам применяют метод перемещений — неизвестными считают углы поворотов узлов рамы и горизонталь-

ные смещения ее ригелей. Кроме того, следует иметь в виду неизвестные константы C_4 . Рассмотрим многопролетную и многоярусную железобетонную раму, схема которой представлена на рис. 1. Подсчитаем число неизвестных и число уравнений. В число неизвестных входят углы поворота узлов рамы $(n+1)m$, горизонтальные смещения ригелей рамы m и $(n+1)m + nm$ констант C_4 (для каждого стержня рамы свое значение C_4). Таким образом, общее число неизвестных равно $2m(n+1) + nm + m = 3m(n+1)$.

Для их определения следует составить и решить такое же число нелинейных алгебраических уравнений, которые включают $(n+1)m$ уравнений равновесия моментов при вырезании из рамы каждого ее узла, m уравнений равновесия горизонтальных сил, приложенных к вырезанному перекрытию каждого этажа (внешних сил и поперечных сил колонн), $(2n+1)m$ уравнений, каждое из которых представляет приближенное решение нелинейного дифференциального уравнения изгиба отдельного стержня.

Если на стержень действует равномерно распределенная нагрузка, то приближенное решение уравнения изгиба осуществляют по методике [1]. В этом случае из выражения (3) получаем для каждого стержня рамы уравнение

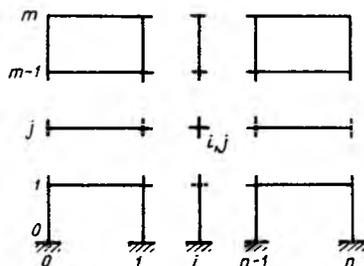


Рис. 1. Расчетная схема многопролетной и многоярусной железобетонной рамы

$$L(W) - q = 0 \text{ при } x = \frac{l}{2}. \quad (3)$$

Для составления уравнения равновесия расположим начало координаты x для отдельного стержня следующим образом: для колонны — внизу, для ригеля — слева. Каждому стержню присвоен номер узла, расположенного в его начале координат. Тогда условие равновесия узла с номером i, j , показанного на рис. 2,

$$M_{i,j}^k(l) - M_{i,j}^k(0) + M_{i-1,j}(l) - M_{i,j}^p(0) + M_{i,j} = 0, \quad (4)$$

где $M_{i,j}$ — сосредоточенный внешний момент, приложенный к узлу рамы с номером i, j

$$M_{i,m}^k(0) = M_{i-1,j}^p(l) = M_{n,j}^p(0) = 0. \quad (5)$$

Условие равновесия ригелей с номером j имеет вид

$$\sum_{i=1}^n [Q_{i,j-1}^k(l) - Q_{i,j}^k(0) + p_{i,j}] = 0 \quad (j = 1, 2, \dots, m), \quad (6)$$

где $p_{i,j}$ — горизонтальная сосредоточенная сила, приложенная к узлу рамы с номером i, j .

Итак, выражения (4), (6) представляют собой $(n+1)m + m = nm + 2m$ уравнений. Систему нелинейных уравнений относительно констант C_0, C_1, C_2, C_3, C_4 (для каждого стержня свои константы) решают методом локальных вариаций следующим способом. Правые части уравнений (4), (6), которые отличны от нуля, обозначим δ_{ij} и δ_i (это неувязки при решении уравнения). Влияние этих неувязок на точность решения задач может быть различна. Это обстоятельство позволяет составить функционал, подлежащий минимизации с учетом доли неувязок. δ_{ij} примем за единицу, тогда доля

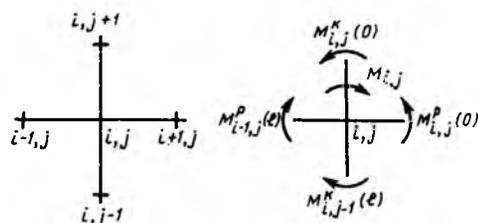


Рис. 2. Условия равновесия узлов i и j

δ_i равна H_i — расстоянию i -го ригеля до основания рамы. В таком случае невязка δ_{ij} и $H_i \delta_j$ при их равенстве ($\delta_{ij} = H_i \delta_j$) будут давать одинаковую погрешность в значении момента в основании рамы. Отметим, что δ_{ij} и $H_i \delta_j$ имеют одинаковую размерность.

Итак, функционал невязок

$$I = \sum \delta_{ij}^2 + \sum H_i^2 \delta_j^2 \quad (7)$$

Пусть заданы углы поворотов всех узлов рамы и горизонтальные перемещения всех ригелей. Тогда для каждого стержня определяют константы C_0, C_1, C_2, C_3 с точностью до C_4 по формулам (2). Затем константы C_4 для каждого стержня находят из уравнений (4). После этого по выражениям (4), (6) устанавливают невязки δ_{ij} и δ_j , что позволяет при заданных углах поворота узлов рамы и горизонтальных перемещениях ригелей найти по формуле (7) I . Минимизацию функционала следует проводить до тех пор, пока $|\delta_{ij}|$ и $|\delta_j|$ окажутся достаточно малы по сравнению с максимальными

по модулю членами i, j -го уравнения (4) и j -го уравнения (6).

Изложенный метод расчета железобетонных рам можно уточнить, если вместо полинома четвертой степени в зависимости (1) принять полином более высокой степени. Тогда, используя метод коллокаций, дифференциальное уравнение (2) можно решить в $(K-3)$ точках интервала интегрирования (K — степень полинома, аппроксимирующего функцию прогиба стержня).

Предложенную методику расчета использовали как вариант при проектировании железобетонного каркаса 9-этажного жилого дома, в котором применяли сборные ригели и монолитные колонны [2]. Арматурный каркас ригеля удлинили на размер колонны, что значительно улучшило работу ригеля и колонны в условиях статических и динамических нагрузок, устранив возможность хрупкого разрушения в зоне сварного шва.

Выводы

Приведенный метод расчета железобетонных рам можно уточнить, если вместо полинома четвертой степени принять полином более высокой степени.

Опыт проектирования и изложенная методика расчета с достаточной точностью позволяют рассчитывать железобетонные рамы, ригели и колонны. Эффективность методики расчета достигается при учете работы наиболее деформированного сечения рамы и особенно при снижении ее несущей способности.

Библиографический список

1. Нурмаганбетов Е. К. Пиллерный изгиб стержневых железобетонных элементов // Бетон и железобетон. — 1991. — № 9. — С. 16–18.
2. Нурмаганбетов Е. К., Рудник Е. А. Работа стыковых соединений ригеля с колонной в железобетонном каркасе при сейсмических нагрузках // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 8–9.

УДК 624.012.45

А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); И. Т. МИРСАЯПОВ, канд. техн. наук (Ивановский инженерно-строительный ин-т)

Расчет изгибаемых элементов на выносливость с учетом аналитических диаграмм деформирования бетона и арматуры

В последнее время при проектировании железобетонных конструкций большое внимание уделяют использованию в расчетах аналитических зависимостей σ — ϵ , что позволяет более точно учитывать особенности работы бетона и арматуры в составе конструкций и оценивать напряженно-деформированное состояние на всех стадиях.

Известно много примеров применения в расчетах конструкций полных диаграмм деформирования материалов для случая однократного и многократно-повторного статического нагружения. В то же время практически отсутствуют исследования по оценке выносливости с применением диаграмм. В связи с этим назрела необходимость в создании единого подхода в расчету железобетон-

ных конструкций на прочность и выносливость с учетом аналитических диаграмм деформирования материалов.

Для описания диаграмм деформирования бетона существует немало предложений. Анализ результатов численных экспериментов показывает, что различные способы описания диаграмм σ_b — ϵ_{BR} бетона при сжатии приводят к практически мало отличающимся результатам при оценке прочности нормальных сечений железобетонных изгибаемых элементов при статическом нагружении. Поэтому при выборе исходной базовой функции σ_b — ϵ_b исходили из требований простоты аналитической связи и возможности трансформации зависимости для учета различных факторов (виброползучесть, непрерывное изменение прочности и на-

пряженно-деформированного состояния, режимов нагружения). За исходную базовую функцию приняли зависимость ЕКБ—ФИП (рис. 1)

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (1)$$

$$\text{где } \eta = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{BR}}; \quad k = \frac{E_{I\epsilon_{BR}}}{R_b}$$

Исходная аналитическая зависимость для арматуры [1] (см. рис. 1)

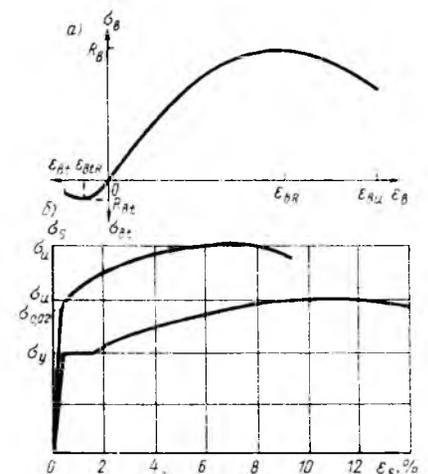


Рис. 1. Диаграммы деформирования бетона (а) и арматуры (б)

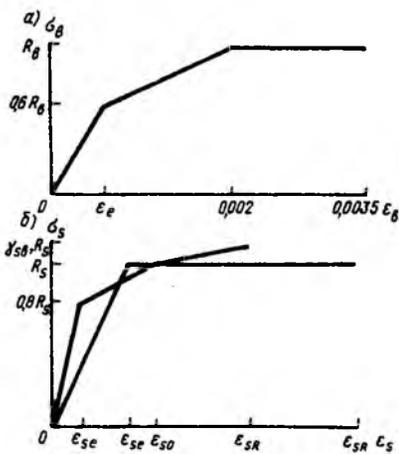


Рис. 2. Кусочно-линейные диаграммы деформирования бетона (а) и арматуры (б)

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s V_s} \quad (2)$$

Кроме криволинейных диаграмм деформирования бетона и арматуры в целях упрощения расчета рассматривали также и кусочно-линейные диаграммы $\sigma-\epsilon$ (рис. 2).

Аналитические зависимости для описания диаграмм деформирования бетона при стационарном многократно повторяющемся циклическом нагружении получаются вследствие трансформирования исходных диаграмм при кратковременном статическом нагружении. Такая диаграмма по виду аналогична исходной с учетом дополнительных положений (рис. 3, 4). В качестве параметров основной узловой точки диаграммы принимают напряжения в бетоне, равные пределу выносливости R_b , чер и деформации, соответствующих деформациям в вершине диаграммы при статическом нагружении. Для дополнительной узловой точки, определяющей границы диаграммы, деформации считают равными предельным деформациям при статическом нагружении, а напряжения вычисляют по зависимости (1).

Координаты начала диаграмм принимают переменными, а именно смещенными на величину, равную деформациям виброползучести в рассматриваемый момент времени.

$$\epsilon_{pi}(N) = C(t, \tau) \sigma_b^{\max}(t, t_0) f(N). \quad (3)$$

Угол наклона диаграмм принимают с учетом изменения модуля упругости бетона при циклическом нагружении. Следовательно, каждый цикл нагружения реализуется со своей диаграммой деформирования с учетом влияния предыдущих циклов.

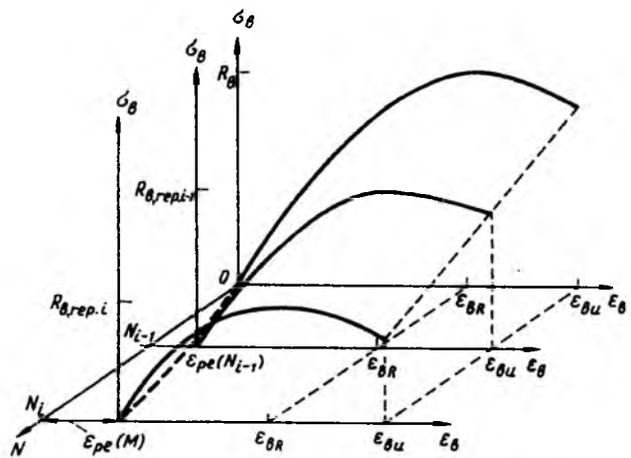


Рис. 3. Трансформированные диаграммы деформирования бетона на различных стадиях работы

Представим графическое изменение диаграмм $\sigma-\epsilon$ при циклическом нагружении. Для этого к двум обычным координатам σ и ϵ добавим третью ось, учитывающую номер цикла нагружения. Получится поверхность, образованная непрерывной серией параллельных плоскостей, на каждой из которых будет построена зависимость $\sigma-\epsilon$ только для конкретного цикла нагружения (см. рис. 3). Вершины трансформированных диаграмм, построенных для различных циклов нагружения, проектируют на общую линию выносливости бетона $\sigma-N$, а точки начала этих диаграмм образуют кривую деформаций виброползучести $\epsilon_{pi}-N$.

Зависимость между координатой вершины диаграммы и количеством циклов нагружения и коэффициентом асимметрии цикла напряжений [2]

$$R_{b,rep} = R_b \gamma_{b,rep} = R_b \left[K_D - \frac{\lg N}{\lg(10^7)} \left(K_D - \frac{0,5}{1 - 0,62 \rho_b} \right) \right] \quad (4)$$

где K_D — коэффициент динамического упрочнения бетона, определяемый в зависимости от частоты (скорости) приложения циклической нагрузки [2]; ρ_b — коэффициент асимметрии цикла напряжений; R_b — прочность бетона на сжатие при кратковременном статическом нагружении; N — число циклов нагружения в рассматриваемый момент времени.

Деформации виброползучести бетона [2]

$$\epsilon_{pi}(N) = \epsilon_{pi1} + \epsilon_{pi2} + \epsilon_{pi3}, \quad (5)$$

где ϵ_{pi1} — деформации простой ползучести от действия минимальных напряжений цикла: $\epsilon_{pi1} = C_{\infty}(t, \tau) \sigma_b^{\min} \times \times (t, t_0) [1 - e^{-\gamma(t-t_0)}]$; ϵ_{pi2} — линейная часть деформаций виброползучести:

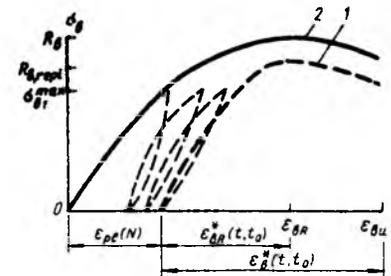


Рис. 4. Трансформированная диаграмма деформирования бетона
1 — при стационарном циклическом нагружении; 2 — исходная диаграмма

$\epsilon_{pi2} = C_{\infty}(t, \tau) \sigma_b^{\max}(t, t_0) (1 - \rho_b) [1 - (1 - a)^N]$; ϵ_{pi3} — нелинейная часть деформаций виброползучести:

$$\epsilon_{pi3} = \frac{\sigma_b^{\max}(t, t_0)}{E_b} \left[\frac{l^2(t, t_0)}{2l_c^2} \times \times \left(\arctg \frac{1}{\rho_r} - \frac{\rho_r}{1 + \rho_r^2} \right) \right];$$

$C(t, \tau)$ — предельная мера ползучести бетона; $\sigma_b^{\max}(t, t_0)$, $\sigma_b^{\min}(t, t_0)$ — максимальные и минимальные напряжения цикла; $l(t, t_0)$ — условно суммарная длина макротрещин [2]; ρ_r — коэффициент трения бетона [2]; γ , a — опытные коэффициенты, характеризующие скорость протекания деформаций простой и виброползучести.

Изменение модуля упругости бетона при циклическом нагружении

$$E_b(N) = E_b(t_0) \left[1 + \frac{l^2(t, t_0)}{2l_c^2} \times \times \left(\arctg \frac{1}{\rho_r} - \frac{\rho_r}{1 + \rho_r^2} \right) \right]^{-1}. \quad (6)$$

При этом деформации в характерных точках трансформированных диаграмм (см. рис. 4)

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{bR}^*(t, t_0) &= \epsilon_{bR} - \epsilon_{pi}(N); \\ \epsilon_{bu}^*(t, t_0) &= \epsilon_{bu} - \epsilon_{pi}(N), \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

где ε_{bR} — деформации в вершине исходной базовой диаграммы при статическом нагружении; ε_{bu} — предельные деформации при статическом нагружении.

При многоцикловом нагружении независимо от режима напряжения в продольной растянутой арматуре меньше предела текучести (физического или условного). Поэтому при расчетах пользуются только восходящим участком диаграмм и напряжения в арматуре на любой стадии

$$\sigma_{si} = \varepsilon_{si} E_s \quad (8)$$

На всех стадиях нагружения напряжения в арматуре не должны превышать выносливости при заданном числе циклов нагружения [2]

$$\begin{aligned} \sigma_{si} = \varepsilon_{si} E_s &\leq R_{si, rep} = \\ &= \eta \sigma_u - \frac{\lg N}{\lg(2 \cdot 10^6)} (\eta \sigma_u - R_{si, rep}) \end{aligned} \quad (9)$$

где σ_u — временное сопротивление стали разрыву; η — коэффициент динамического упрочнения арматурной стали при скорости нагружения, равной скорости изменения циклической

нагрузки: $\eta = \frac{R'_{sk}}{\sigma_u}$; $R_{si, rep}$, $R_{s, rep}$ — пределы выносливости при заданном числе и на базе $2 \cdot 10^6$ циклов нагружения.

Исходя из гипотезы плоских сечений и трансформированных диаграмм $\sigma_b - \varepsilon_b$ и $\sigma_s - \varepsilon_s$ по соответствующим деформациям определяют напряжения в бетоне σ_{bi} и арматуре σ_{si} . По ним устанавливают внутренние усилия в сечении для любого рассматриваемого цикла

$$N_x = \int_0^{x_i} \sigma_{bi}[\varepsilon_b(x)] b(x) - \sigma_{si}(\varepsilon_s) A_s \quad (10)$$

$$\begin{aligned} M_x = \int_0^{x_i} \sigma_{bi}[\varepsilon_b(x)] b(x) x dx + \\ + \sigma_{si}(\varepsilon_s) A_s (h_0 - x_i) \end{aligned} \quad (11)$$

где $\sigma_{bi}[\varepsilon_b(x)]$, $\sigma_{si}(\varepsilon_s)$ — зависимости «напряжения — деформация» бетона и арматуры; $\varepsilon_b(x)$ — закон изменения деформаций по высоте сечения; $b(x)$ — функция изменения ширины поперечного сечения по высоте; x_i — высота сжатой зоны для рассматриваемого цикла.

Вычисление внутренних усилий по формулам (10) и (11) выполняют методом последовательных приближений, пока не будет соблюдено условие $|\Delta N| \leq \delta$ (δ — заданная точность вычислений).

Выносливость железобетонной конструкции на всех стадиях нагружения оценивают исходя из условия

$$M_i^{\max} + \Delta M_{si} - \Delta M_{bi} \leq M_x \quad (12)$$

где M_i^{\max} — изгибающий момент от максимального значения цикла внешней нагрузки; ΔM_{si} — дополнительный изгибающий момент вследствие возникновения и развития остаточных деформаций в арматуре: $\Delta M_{si} = \varepsilon_{pl}(N) \times \frac{(h_0 - x_i)^2}{x_i} E_s A_s$; ΔM_{bi} — дополнительный изгибающий момент вследствие возникновения дополнительных напряжений в бетоне сжатой зоны:

$$\begin{aligned} \Delta M_{bi} = \varepsilon_{pl}(N) \frac{h_0 - x_i}{x_i} E_s A_s \left[\frac{1}{A_{red}} - \right. \\ \left. - \frac{\left(\frac{S_{red}}{A_{red}} - a_s \right) \left(h - \frac{S_{red}}{A_{red}} \right)}{I_{red}} \right] \times \\ \times x_p x_i \frac{2b(x)}{3} \end{aligned}$$

x_p — высота сжатой зоны при разгрузке; A_{red} , S_{red} , I_{red} — площадь, статический момент, момент инерции приведенного сечения.

Уравнения (10...12) справедливы для всех стадий напряженно-деформированного состояния элемента, включая и усталостное разрушение. Выносливость нормального сечения считается обеспеченной при удовлетворении условия (12).

Сопоставление результатов расчета по предложенному методу с опытными данными испытания трех серий балок размером 120×200 мм ($\mu = 0,046$, $R_b = 36$ МПа, $E_b = 34\,800$ МПа, $\sigma_y = 433$ МПа, $\sigma_u = 661$ МПа) выявило его достаточно высокую точность как при установлении предельных изгибающих моментов (отклонения менее 10% для криволинейных диаграмм и не более 15% для кусочно-линейных диаграмм), так и деформаций бетона и арматуры.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Карпенко Н. И., Мухамедиев Т. А., Петров А. Н. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1986. — С. 7—25.
2. Кириллов А. П., Мирсаяпов И. Т., Мирсаяпов И. Т. Выносливость сборно-монолитных железобетонных конструкций. — Иваново: Ивановский инженерно-строительный ин-т, 1990. — 92 с.
3. Мирсаяпов И. Т. Уравнение объективной прочности бетона при сложных режимах циклического нагружения. — М., 1990. — С. 40. — Деп. во ВИНТИ 02.07.90, № 3709 — В90.

Стандарты и нормативные документы

УДК 691.54.006(4)

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

Стандартизация цемента

Стремительно завершающийся процесс интеграции европейских стран привел к созданию единого политического и экономического пространства. В области строительства это выразилось в формировании единой нормативной базы,

которая уже частично действует.

Работа по стандартизации в области цемента осуществляется с 1969 г. в техническом комитете № 51 Европейского комитета по стандартизации CEN/TC 51. В начале работы комитета в Европе

насчитывалось около 20 типов цемента, а в 1990 г. выявлено более 50 типов, стандартизованных на национальном уровне.

Первоначально было решено создать общеевропейский стандарт только на наиболее широко распространенные типы цемента. Остальные предполагалось стандартизировать только на национальном уровне. Такой подход был использован в редакции стандарта 1989 г. Однако часть стран с этим подходом не согласилась и в общеевропейский стандарт были

включены все типы цементов. Кроме того, директивы руководящих органов ЕЭС требовали включения в стандарт всех традиционных и достаточно апробированных цементов для снятия торговых барьеров в области строительства.

Новая редакция стандарта ENV 197 распространяется на цементы всех типов. Учитывая их большое разнообразие, стандарт разделен на несколько частей. Первая часть ENV 197—1 включает в себя только цементы, твердеющие в результате гидратации силикатов кальция. Цементы с другим механизмом твердения или с другими свойствами помещены в следующие части стандарта.

В соответствии с правилами Европейского комитета по стандартизации каждый вновь разработанный и согласованный со странами стандарт в течение первых трех лет носит название престоандарта, имеет силу национальных стандартов и действует параллельно с ними. После апробации в престоандарт вносятся при необходимости изменения, и он получает статус Европейского стандарта EN. С этого момента он становится единственным документом для всех стран-членов ЕЭС, а также стран-членов Европейской ассоциации свободной торговли.

В мае 1992 г. CEN утвердил ENV 197 в качестве европейского престоандарта, и в течение трех лет он будет действовать наряду с национальными документами. Престоандарт ENV 197-1 вводится одновременно с другими европейскими престоандартами ENV 206 «Бетоны» и ENV 1992-1-1 «Проектирование бетонных конструкций».

Требования и положения ENV 197 базируются на уже принятом европейском стандарте EN 196 «Методы испытаний цемента», который состоит из следующих частей: определение прочности, химический анализ цементов, определение сроков схватывания и равномерности изменения объема, количественное определение составляющих, определение пуццолановой активности, тонкости помола, методы отбора и подготовки образцов, определение содержания хлоридов, двуокиси углерода и щелочей в цементе.

Каждая входящая в EN 196 часть представляет собой отдельный документ с детальным описанием методики, применяемых приборов, оборудования и реагентов, порядка изготовления опытных

образцов, условий проведения испытаний, обработки полученных результатов и представления опытных данных.

В соответствии с директивами Европейского комитета была разработана новая классификация цементов, охватывающая большую часть из существующих в Европе. Отвечающие требованиям престоандарта ENV 197 цементы подразделяются на пять основных типов и маркируются как цементы «СЕМ»: портландцемент, портландкомпозиный цемент, шлаковый цемент, пуццолановый цемент, композиный цемент.

По прочности в возрасте 28 сут цементы разделены на три класса (32,5; 42,5 и 52,5). Кроме того, по скорости набора прочности в возрасте 2 и 7 сут введены два подкласса для каждого из классов цемента: быстротвердеющий R и обычно твердеющий. В общем виде конкретный цемент может иметь, например, обозначение СЕМ III 42,5 R, что означает европейский цемент типа III, быстротвердеющий, класса по прочности 42,5.

По физическим характеристикам, определяемым в соответствии с EN 196, цементы должны отвечать требованиям к начальному времени схватывания (не менее 45 и 60 мин) и равномерности изменения объема (не более 10 мм). Цементы, охватываемые настоящим стандартом, в зависимости от типа и класса по прочности должны отвечать определенным требованиям по химическим свойствам, в том числе по потерям при прокаливании, величине нерастворяемого осадка, содержанию сульфатов и хлоридов, по пуццолановой активности.

Престоандарт содержит общие требования к цементу, в том числе к его статистической однородности по составу и свойствам, которая должна обеспечиваться непрерывностью процесса производства на предприятиях, имеющих квалифицированный персонал и соответствующее оборудование.

Рассмотрены все возможные составные цемента, включая клинкеры, гранулированные доменные шлаки, пуццолановые материалы, золы, сланцы, известняки, микрокремнеземы и неорганические наполнители. Описаны требования к ним, их химическому составу, в необходимых случаях приведены методы определения их свойств. Наряду с составляющими цемент-

та престоандарт рекомендует введение специальных добавок, например интенсификаторов помола, содержание которых ограничивается 1 %.

Существенный раздел престоандарта посвящен описанию процедуры установления соответствия конкретных цементов или их отдельных партий требованиям зафиксированных в нем положений. Приведены статистически сформулированные определения критериев соответствия, схемы отбора образцов, требования к периодичности контрольных испытаний, значения параметров, определяющих процедуру установления соответствия по физико-механическим и химическим свойствам, величины значимых дефектов.

В приложении к престоандарту представлены удобные для практики планы выборочного контроля цементов и оценки результатов испытаний.

Проводимая в рамках объединенной Европы стандартизация цементной продукции позволяет надежно контролировать ее качество. Однако не следует забывать, что этот процесс представляет собой только часть проблемы. Одновременно с разработкой стандартов интенсивно внедряются в промышленность системы, обеспечивающие это качество. Так, международная организация по стандартизации ИСО разработала пакет документов серии ISO-9000 «Управление качеством и нормы обеспечения качества», которые используются предприятиями строительной индустрии для создания собственных систем.

Кроме того, осуществляется единая практика аккредитации европейских испытательных лабораторий, входящих в ассоциацию «Евролаб». В рамках CEN разработаны нормативные документы серии EN 4500, регулирующие общие принципы деятельности, оценки и аккредитации испытательных лабораторий. Взаимное признание результатов испытаний, осуществляемых в аккредитованных лабораториях, позволяет намного упростить экспорт продукции без дополнительной проверки качества.

Переход России на рыночную экономику и стремление к интеграции европейской интеграции немислимы без участия российской науки и практики в указанных процессах.

УДК 691.2-493

Б. А. КРЫЛОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); Н. Т. ЗИНОВЬЕВ, канд. техн. наук (НИИ высоких напряжений при Томском политехническом ин-те); А. Г. СМОРНОВ, канд. техн. наук (НИИ строительных материалов при Томском инженерно-строительном ин-те)

Испытание щебня из дробленого бетона

Современная технология бетона и производства бетонных работ требуют экономного расходования материалов и, в первую очередь, цемента, защиты окружающей среды от загрязнения и минимального расходования энергоресурсов.

В то же время много бетонных и железобетонных конструкций, отслуживших свой срок или некондиционных, вывозят на свалки и только ничтожную часть утилизируют. Использование бетона таких конструкций в качестве заполнителя во вновь приготавливаемых бетонах является важной проблемой, поскольку в отдельных районах страны можно отказаться от привозных дорогостоящих заполнителей.

Переработка некондиционного железобетона, как правило, включает следующие технологические операции: отделение арматуры и закладных деталей от бетона, дробление кусков бетона до более мелких фракций, фракционирование.

Отделение арматуры от бетона осуществляется в установках первичного дробления, работающих на основе механического [1], электроимпульсного [2] и других способах разрушения.

После извлечения арматуры из разрушаемых железобетонных конструкций куски бетона направляются на вторичное дробление в обычных дробильных установках для получения природного щебня. При этом качество щебня из дробленого бетона регламентируется соответствующими требованиями стандартов и зависит как от свойств исходных материалов, так и от способов дробления.

Разнообразие физико-механических свойств и размеров исходного материала и различие требований, предъявляемых к нему,

обусловили многообразие способов дробления.

Нами проведены сравнительные испытания щебня из дробленого бетона, полученного путем раздавливания при периодическом сжатии (щековой дробилкой), раздавливания при непрерывном сжатии (валковой дробилкой), ударного действия (молотковой дробилкой) и взрывного действия (электроимпульсной дробилкой).

Исходным материалом для получения щебня служили обломки бетона размером 60...150 мм, образовавшиеся в результате разрушения бракованных плит. Плиты В-15-26 готовили на заводе КПД из бетона класса В15, для чего использовали щебень из гравия фракций 5...20 мм, портландцемент марки 400, песок Вознесенского месторождения $M_k=1,9...2,1$.

Результаты исследования (табл. 1) показали, что полученный из дробленого бетона щебень характеризуется меньшей плотностью по сравнению с природным. Это связано с тем, что зерна получаемого щебня представляют собой частички природного материала, покрытые цементным и цементно-песчаным раствором. Причем уменьшение размера зерен щебня повышает долю цементно-песчаного раствора, что снижает его плотность. Так, наибольшее количество мелких зерен зафиксировано

при непрерывном сжатии и ударе соответственно эти пробы имеют наименьшую плотность 2440 кг/м³. Слабые зерна, в основном, предстали в растворной частью и их количество уменьшается по мере изменения степени воздействия от сжатия до удара и взрыва. Содержание игловатых и пластинчатых зерен в пробах уменьшается по аналогичной зависимости, что является характерным для дробленых плотных горных пород. Прочностные свойства полученного щебня ниже щебня из гравия. Потери при дробимости изменяются от 18,4 до 24,4 % и представлены, в основном, цементно-песчаным и цементным растворами.

Однако в соответствии с требованиями стандарта марки щебня по прочности превосходят прочность исходного бетона. Так, щебень, полученный дроблением в щековой, молотковой и электроимпульсной дробилках, имеет марку по дробимости Др-24, что соответствует марке щебня по прочности 400, а щебень, полученный в валковой дробилке, имеет марку по прочности 300. Таким образом, существующие требования ГОСТ 10268 позволяют рекомендовать щебень для приготовления бетона классов до В20.

Для определения эффективности использования щебня из дробленого бетона проводили его испытания. Для приготовления щебня использовали цемент активностью 38,6 МПа Топкинского завода, песок Вознесенского месторождения $M_k=2,1$, щебень из дробленого бетона фракций 5...20 мм. Для получения сопоставимых данных готовили составы на основе щебня из гравия Томского месторождения. В основу подбора состава бетона положены равенство В/Ц (0,4 и 0,5) и одина-

Таблица 1

Тип камне-дробильного аппарата	Гранулометрический состав, полные остатки на ситах, %				Плотность, кг/м ³		Содержание зерен, %		Потери при дроблении, %
	20	10	5	3	истинная	насыпная	игловатые и пластинчатые	слабые	
Щековая	21,5	89,9	95,3	98,0	2480	1070	33,8	8,3	19,6
Валковая	17,5	66,2	90,5	98,8	2440	1040	34,3	6,5	24,4
Молотковая	15,2	61,8	89,2	99,4	2440	1040	25,2	5,6	18,4
Электроимпульсная	24,6	84,0	98,2	99,7	2450	1110	13,8	0,2	19,0
Щебень из гравия*	4,9	62,5	96,2	98,3	2630	1580	12,4	—	3,7

* Щебень из гравия использован для приготовления бетона класса В15 плит В-15-26

Таблица 2

Тип камнедробильного аппарата	Предел прочности при сжатии, МПа, в возрасте, сут			Относительная прочность, %	Расход цемента, кг/м ³
	3	7	28		
Щековая	12,3/8,0	20,5/17,5	23,5/21,8	57,0/60,7	535/414
	11,5/11,5	19,3/19,3	21,4/21,4	54,0/62,0	562/454
Валковая	14,3/10,9	21,5/19,8	25,5/22,6	61,9/63,0	525/424
	9,5/8,2	17,9/16,3	20,8/19,8	52,5/57,4	562/454
Молотковая	13,5/10,7	23,2/19,7	29,3/23,2	71,7/64,6	545/420
	9,2/9,2	18,3/18,3	21,7/21,7	54,8/62,8	573/445
Электроимпульсная	15,4/12,4	28,4/21,2	32,0/26,2	77,7/73,0	505/400
	10,1/9,7	20,8/18,6	24,2/22,6	61,1/65,5	530/430
Щебень из гравия	17,7/14,2	30,6/26,4	41,2/35,9	100,0	475/360
	14,3/12,0	26,7/27,3	39,6/34,5		490/400

Примечание: Над чертой $\sigma_c = 2...4$, под чертой $\sigma_c = 12$ см. Перед чертой $V/C = 0,4$, после черты $V/C = 0,5$.

ковая удобоукладываемость 2...4 и 8...12 см. Выбор параметров бетонной смеси и V/C обусловлен технологией изготовления железобетонных изделий на Гомском заводе КПД. В табл. 2 приведены расход цемента и прочностные показатели бетона. Представленные данные свидетельствуют о том, что использование щебня из дробленого бетона требует повышенного расхода цемента (на 6,3...17,7 %) по сравнению с природным щебнем из гравия. Это объясняется тем, что щебень из дробленого бетона, содержащий цементный и цементно-песчаный камень, имеет водопоглощение 5...8 %, что на 4...6 % превосходит водопоглощение природного мате-

риала. Кроме того, полученный щебень имеет более развитую поверхность, что способствует повышенной водопотребности, а следовательно, и расходу цемента. V/C вновь приготовляемых бетонов на щебне из дробленого бетона можно снизить путем введения суперпластификаторов.

Физико-механические свойства полученного бетона зависят от качества крупного заполнителя и определяются при прочих равных условиях видом камнедробильного аппарата. Наилучшие результаты получены при использовании электроимпульсного дробления. Прочностные показатели бетона, изготовленного на щебне, полученном электроимпульсным дроблением, на

6...21 % выше, чем на других видах дробилок. Бетон на дробленном электроимпульсным методом щебне требует наименьшего количества цемента, причем его расход лишь на 20...40 кг/м³ выше, чем для бетона на обычном щебне из гравия. При введении суперпластификатора исключается перерасход цемента, даже по сравнению с бетоном на природном щебне.

Таким образом, щебень из дробленого бетона, полученный электроимпульсным методом, можно рекомендовать для получения тяжелых бетонов классов до B22,5 включительно с перерасходом цемента на 20...40 кг/м³ по сравнению с бетоном на природном щебне из гравия. Использование щебня из дробленого бетона в строительстве позволяет замкнуть технологическую цепочку безотходного производства железобетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гусев Б. В., Загурский В. А. Вторичное использование бетонов. — М.: Стройиздат, 1988. — 96 с.
2. Утилизация некондиционных железобетонных изделий электроимпульсным способом / Н. Т. Зиновьев, Б. С. Левченко, Б. В. Семкин, Ж. Г. Танбаев // Электронная обработка материалов. — 1984. — № 4. — С. 81—83.

УДК 666.973.2

Ю. И. ОРЛОВСКИЙ, канд. техн. наук (Львовский инженерный центр)

Особенности технологии производства полимерсеробетонов и изделий на их основе

На основании экспериментально-теоретических исследований, проведенных Львовским инженерным центром совместно с НИИЖБом [1...4], разработаны основные принципы заводской технологии производства и построен цех полимерсеробетонных изделий в г. Новояворовске Львовской обл. Это позволило изготовить оборудование, запроектировать и смонтировать технологические линии производственной мощностью 1...10 тыс. м³ в год.

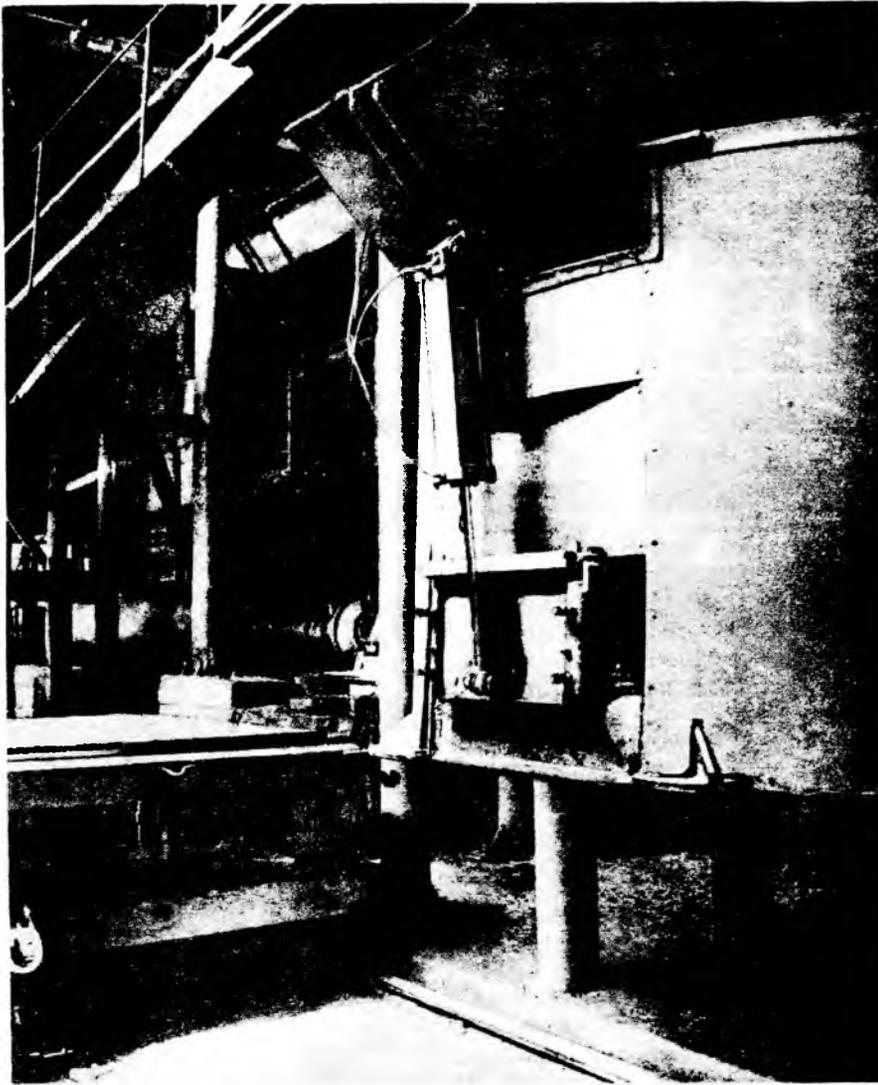
Производство полимерсеробетона на западной Украине базируется

на сырье Яворовского ПО «Сера» — технической серы и серо-содержащих отходах [5] основного производства с использованием отходов угледобычи, камнепиления и камнедробления, кирпичного производства, золы-уноса и шлаков электростанций, песка и щебня местных карьеров.

Основной недостаток серы как термопластичного связующего заключается в высокой хрупкости и наличии значительных остаточных температурных напряжений после завершения структурообразования бетона, а в процессе

эксплуатации — в высокой чувствительности к температурным воздействиям и невысокой трещиностойкости при нагрузках. В связи с этим основой технологии получения качественных и долговечных бетонов на основе серного связующего является модифицирование серы, т. е. преобразование кристаллической структуры в аморфно-кристаллическую, и стабилизация полимерной модификации серы, отличающейся от кристаллической более благоприятными для строительных целей характеристиками и высокой химической стойкостью.

Механический способ заключается в наполнении расплава серы тонкодисперсными (удельная поверхность 3000...5000 см²/г) кислотоустойчивыми наполнителями, которые играют роль структурообразующей составляющей. Являясь центрами кристаллизации, они способствуют получению однородной, плотной, мелкокристалличе-



Бетономеситель для приготовления полимерсеробетона и передвижная виброформа для изготовления дорожных плит (Яворовское ПО «Сера»)

ской структуры, снижению термусадки, коэффициентов температурного расширения. При использовании в качестве связующего серосодержащих отходов, например золы отстоя выплавки серы, роль наполнителя играют мелкодисперсные примеси, входящие в состав отходов.

Физико-химический способ состоит в том, что в расплав серы вводят химически активные пластифицирующие добавки, удерживающие ее в полимерном состоянии. Проводя в реакторах реакции сополимеризации по заданным температурно-временным режимам, можно получить качественно новую модификацию серы. В качестве модифицирующих добавок (не более 5 % массы серы) применяли вещества и их композиции органического и неорганического происхождения, а также отходы химических производств.

Радиационный способ модификации серы предполагает ионизирующее облучение расплава серы или охлажденного продукта.

В настоящее время при производстве полимерсеробетона практическое применение нашли два первых способа как наиболее доступные в технологическом отношении. Модифицирование серы по первому способу позволяет получить серные мастики и бетоны, отличающиеся высокой прочностью, стойкостью в среднеагрессивных средах; по второму способу — более пластичные, стойкие в сильноагрессивных средах, менее чувствительные к температурным воздействиям.

Материалы и изделия на основе серы имеют два существенных недостатка — низкую огнестойкость и при определенных температурно-влажностных и почвенно-грунтовых условиях низкую био-

стойкость против воздействия тионовых бактерий. С целью повышения степени огнестойкости и защиты от микроорганизмов исследовали вещества и композиции антипирены и антисептики. Эти функциональные добавки, вводимые в материалы в случае эксплуатационной необходимости, должны быть термичны и химически совместимы с серой, отличаться стабильностью действия, не быть токсичными и дефицитными.

Особенности промышленного изготовления полимерсеробетона заключаются в том, что прежде всего это горячая технология с рабочими температурами 150 °С и выше, без сточных вод, на определенных переделах создается повышенная огнеопасность. При модифицировании серы по первому способу, вредных выбросов в атмосферу практически нет. Образующиеся пары серы конденсируются, а кристаллическая сера, осевшая на воздуховодах, возвращается в процесс. В случае воспламенения, которое может произойти при неисправности нагревательного оборудования и отсутствии термомониторинга, пламя легко сбить с поверхности расплава серы или бетонной смеси песком, а по специфическому запаху быстро обнаруживается очаг воспламенения. Технология производства безотходная, поскольку остатки затвердевшей бетонной массы и бракованные изделия можно повторно использовать в производственном цикле после дробления и плавления.

При модифицировании серы по второму способу в реакторе, где протекает процесс сополимеризации серы с реагентом, образуются вредные летучие соединения. Вводимые в смеситель инертные составляющие (наполнитель, крупный и мелкий заполнители) должны быть сухими и иметь температуру 140 ± 5 °С. Для этого технология предусматривает предварительную сушку и нагрев инертных в сушильных вращающихся барабанах или специальных емкостях-термосах.

Основным технологическим оборудованием линий являются реактор-плавитель и смеситель, емкости которых выбирают в зависимости от проектируемой производительности линии. Дозирование инертных производят по массе, расплава серы — по объему. Для приготовления расплава серы и ее модифицирования служат реакторы с

вертикальным лопастным смесителем различной вместимости. В этих же реакторах готовят серную мастику, имеющую достаточную подвижность для перегрузки в смеситель.

В обогреваемом смесителе принудительного действия готовят бетонную смесь. Температурный интервал работы смесителя зависит от вязкости расплава и для немодифицированной технической серы составляет 150 ± 5 °С. В качестве теплоносителей служат перегретый пар, электроэнергия, газ, постоянно циркулирующее трансформаторное масло. За рубежом известны конструкции передвижных смесителей, работающих на пропане. Для приготовления смеси можно использовать бетоносмесители отечественного производства различной вместимости, переоборудуемые под любой из теплоносителей, обеспечивающие необходимую рабочую температуру или зарубежные смесители типа «Респекта» для приготовления полимербетона.

После перемешивания горячих заполнителей с мастикой однородная масса поступает в металлические формы для формования изделий. Формы иногда нагревают до температуры на 10...20 °С ниже температуры смеси. В нагретых формах изготавливают изделия с малой массивностью, мелкогабаритные, во втором — крупногабаритные, массивность которых в результате большой тепловой инерционности смеси не требует предварительного нагрева, например, дорожные плиты, фундаментальные блоки, тротуарные мостовые блоки. Формование и уплотнение смеси производят по известной вибротехнологии с пригрузом или без него. Время вибрирования смеси зависит от ее подвижности, т. е. содержания серы (в бетонах 10...14 %) и контролируют по воздуховыделению из

смеси. Заглаживание поверхности изделий для предотвращения налипания смеси производят неметаллическими виброрейками, деревянными гладилками, вращающимися валиками с неметаллическим покрытием.

Отформованные изделия с целью ускорения остывания и освобождения оснастки обычно охлаждают в водяных ваннах, обдувают холодным воздухом и другими способами. Следует учитывать, что серобетонные изделия имеют повышенный коэффициент теплопроводности и материал внутри массива долго может находиться в жидком состоянии, продолжительность которого зависит от массивности изделия и температуры охлаждения. Вводя различные пигменты (охра, сурик, титановые белила, сажа, ультрамарин и др.) можно получать цветные составы, предназначенные для декоративных изделий, в качестве композиционных составов для реставрации, ремонтных работ, разметки проезжей части дорог и улиц.

В настоящее время во Львовой обл. построены два цеха по выпуску мелкогабаритных изделий (плиты, бордюрные блоки, лотки) производительностью до 2 тыс. м³ в год и цех по производству крупногабаритных изделий (дорожные плиты размером 175 × 150 мм) производительностью 10 тыс. м³ в год (см. рисунок). На стадии проектирования находятся установки в гг. Тирасполе и Семипалатинске.

Проведенные Львовским инженерным центром совместно с Киевским НИИ общей и коммунальной гигиены исследования токсикологической безопасности производства и эксплуатации изделий с применением технической серы и золы отстоя показали, что загрязнение воздушной среды рабочей зоны производственных помещений сернистыми соединениями значи-

тельно ниже допустимого нормами. Газохроматографические исследования показали, что исследованные составы серных мастик и бетонов при обычных температурах химически стабильны и не выделяют в воздушную среду вредных примесей.

В некоторых регионах подтверждена токсикологическая безопасность производства строительных изделий на основе серы, что позволило рекомендовать внедрять разработанные технологии в практику строительной индустрии для получения высокоэффективных специальных бетонов, отличающихся высокими физико-механическими характеристиками, долговечностью и коррозионной стойкостью. Такие бетоны не могут полностью заменить традиционные цементные, однако в тех случаях, когда необходима по условиям эксплуатации высокая коррозионная и электрокоррозионная стойкость, морозостойкость с одновременным обеспечением высокой прочности, полимерсерные бетоны могут вполне конкурировать с обычными.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Патуроев В. В., Волгушев А. Н., Орловский Ю. И. Свойства и перспективы применения серного бетона // Бетон и железобетон.— 1985.— № 5.— С. 16.
2. Орловский Ю. И., Труш Л. Е., Юрьева Е. В. Исследование свойств модифицированных серных вяжущих // Строительство и архитектура.— 1984.— № 4.— С. 66—69.
3. Разработка технологических рекомендаций по исследованию и комплексному использованию природных минеральных ресурсов при производстве строительных материалов и изделий.— Львов: Львовский филиал НИИСМИ, 1988.— 304 с.
4. Орловский Ю. И., Ивашкевич Б. П., Юрьева Е. В. Коррозия серных бетонов // Бетон и железобетон.— 1989.— № 4.— С. 45—46.
5. Орловский Ю. И. Бетоны и изделия на основе серосодержащих отходов // Бетон и железобетон.— 1990.— № 1.— С. 24—26.

ВНИМАНИЮ ИНЖЕНЕРНОЙ ОБЩЕСТВЕННОСТИ РОССИИ!

Руководство Комитета ТК 119 РИЛЕМ информирует о проведении 10—12 октября 1994 г. в Мюнхене (Германия) СИМПОЗИУМА «ТЕПЛОВОЕ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕ В БЕТОНЕ РАННЕГО ВОЗРАСТА», на который можно направлять тезисы докладов объемом до 300 слов.

Срок представления тезисов до 31 июля 1993 г. Полный текст докладов — до 1 февраля 1994 г.

Адрес для
корреспонденции:
Prof. R. Springenschmid
Technikal University
Munich
Baumbachstrasse 7
D8000 Munich 60,
Germany
Tel. (089) 8895 310,
Fax. (089) 8895 347

УДК 691.87:693.554

Новые виды стержневой арматуры для железобетона

В номенклатуре, сортаменте и физико-механических свойствах напрягаемой стальной арматуры за последние годы значительных изменений не произошло. Зато ненапрягаемая стальная арматура пополнилась новыми видами. В некоторых странах организовано производство термически упрочненной стержневой арматуры периодического профиля с условным пределом текучести $\sigma_{0,2} \geq 550$ МПа. В литературе описываются свойства и условия применения такой арматуры F_y-80 с условным пределом текучести 550 МПа, именуемой двухфазной сталью. В Индии подобную арматуру под названием «Фермар» изготавливают из стали следующего химического состава: С — 0,2, Мп — 1,5, Si — 0,5, S — 0,05, Р — 0,05, Cu — 0,3, Ni — 0,25 %. В зависимости от степени закаливания в потоке проката и процента содержания мартенсита в сечении достигается временное сопротивление от 1035 МПа при 100 % мартенсита, отпуск до

700 МПа при 20 % мартенсита (рис. 1).

Арматура F_y-80 характеризуется высокой пластичностью, относительным удлинением при разрыве 20...30 %. Опыты показали, что такая арматура легко обрабатывается и не охрупчивается при многократных перегибах. Благодаря специфической ферритомартенситной структуре арматура имеет более высокую коррозионную стойкость, чем обычная горячекатаная сталь, упрочненная скручиванием, и высокие показатели энергии разрушения (рис. 2). По мнению авторов, в результате низкого содержания углерода арматура F_y-80 имеет пониженную склонность к трещинообразованию и поэтому характеризуется высокой усталостной прочностью, она хорошо сваривается контактно-стыковой и контактно-точечной сваркой.

Арматуру F_y-80 рекомендуется применять в растянутых, сжатых и изгибаемых элементах вместо арматуры F_y-60 , что сократит расход стали до 25 %. Для исключения чрезмерных прогибов и раскрытия трещин в изгибаемых конструкциях необходимо выполнить следующие дополнительные требования, предусмотренные американ-

ским стандартом АСІ 380—83 на проектирование железобетонных конструкций:

соотношение высоты сечения к пролету при замене F_y-60 на F_y-80 следует увеличить до 20 %; ширину раскрытия трещин рекомендуется определять по формуле

$$W = 0,076\beta f_s \sqrt{dA},$$

где W — ширина раскрытия трещин в тысячных долях дюйма, которая не должна превышать 0,016 дюйма (0,4 мм) для внутренних помещений и 0,013 дюйма (0,33 мм) для внешней среды; β — отношение расстояния от нейтральной оси до максимально растянутого волокна и расстояния до центра тяжести основной рабочей арматуры (приблизительно равно 1,35 для плит и 1,2 для балок); f_s — напряжение в арматуре при эксплуатационной нагрузке в ksi , где $1ksi = 7$ МПа (может быть принято в размере 60 % предела текучести арматуры); d — расстояние между наиболее растянутым волокном в сечении и центром нижнего ряда арматуры в дюймах; A — площадь бетона в квадратных дюймах, окружающая растянутую арматуру с общим центром тяжести с арматурой, деленная на число стержней.

Анализ показывает, что для конструкций плит ширина раскрытия трещин при переходе с F_y-60 на F_y-80 может увеличиться на 30 %.

В Германии широко распространена в обычном железобетоне термомеханически упрочненная арматура периодического профиля Tempcore IVS с условным пределом текучести 500 МПа. В нормах DIN 1045 включены необходимые данные для проектирования и применения конструкций с такой арма-

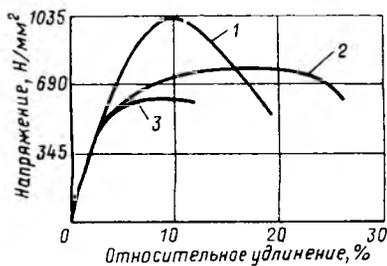


Рис. 1. Диаграмма растяжения термомеханически упрочненной арматуры 1 — с 100 % мартенсита; 2 — с 20 % мартенсита

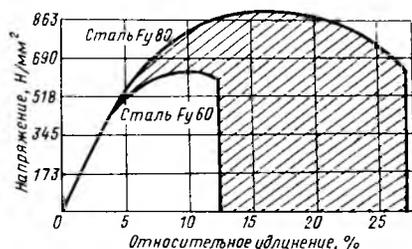


Рис. 2. Суммарная энергия разрушения термомеханически упрочненной арматуры

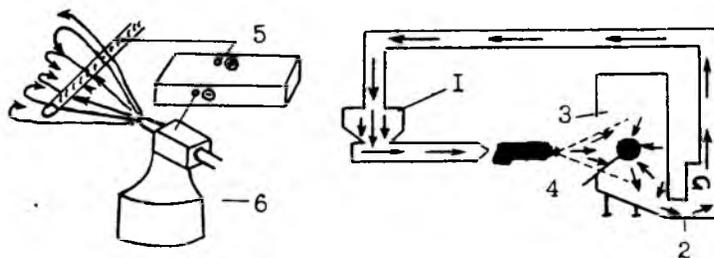


Рис. 3. Схема установки по нанесению защитного покрытия в электростатическом поле 1 — контейнер порошка; 2 — возврат порошка; 3 — cabina нанесения защитного покрытия; 4 — арматура, подлежащая защите; 5 — генератор высокого напряжения, 6 — сопло подачи порошка

Сортамент арматуры	Класс арматуры	Диаметр, мм	Предел текучести β_s , МПа	Временное сопротивление β_t , МПа	Относительное удлинение после разрыва δ_{10} , %	Форма поставки
BSt 420S	III S	6—28	420	500	10	Стержни
BSt 500S	IV S	6—28	500	550	10	Стержни
BSt 500M	IV M	4—12	500	550	8	Стержне сетки

турой. В таблице приведены сведения о выпускаемой в Германии арматуре периодического профиля.

Следует отметить незначительное превышение временного сопротивления над условным пределом текучести термомеханически упрочненной стали класса IV, отличающееся от принятых в отечественных стандартах значений.

При расчете на поперечную силу или кручение допускаемое напряжение принимается в размере $\beta_s/1,75$.

Для ограничения ширины раскрытия трещин в зависимости от условий эксплуатации в нормах в табличной форме даны рекомендуемые максимальные диаметры арматуры и расстояния между стержнями.

Накопленный опыт проектирования и практического применения показывает, что замена арматуры класса III на IV обеспечивает снижение расхода стали в среднем на 10 %.

В Голландии и некоторых других странах расширяются масштабы применения арматуры класса IV в обычном железобетоне. Высказываются мнения, что сокращение числа классов арматуры за счет исключения арматуры низкой прочности экономически эффективно даже при неполном использовании несущей способности арматуры более высоких классов благодаря снижению расходов на складские и транспортные операции.

В связи с широким применением железобетонных конструкций в различных отраслях народного хозяйства, часто эксплуатируемых при агрессивных воздействиях, возникла необходимость дополнительной защиты арматуры от коррозии. В подавляющем большинстве случаев арматура надежно предохранена от коррозии при плотном и достаточном по толщине защитном слое бетона. Однако не всегда эти условия выполняются, иногда они недостаточны. Так, в США для борьбы с обледенением дорог применение соли возросло с 1 млн т в 1955 г. до 10 в 1975 г. Резко увеличились расходы на ремонт дорог

из-за коррозии арматуры под воздействием хлоридов, особенно неприятны были разрушения проезжей части пролетных строений мостов.

Решено было предохранить арматуру от коррозии устройством на ней защитного покрытия. Национальное бюро стандартов США провело широкие исследования, в которых были всесторонне испытаны 47 различных органических покрытий на базе эпоксидных смол, поливинилхлорида, полиуретана, полипропилена и др.

В качестве критериев при выборе материала для покрытия служили



Рис. 4. Арматура, соединяемая комбинированным способом

химическое сопротивление покрытия, однородность пленки, долговечность покрытия на арматуре, сцепление защищенной арматуры с бетоном, электрохимические изменения защищенной арматуры, погруженной в раствор хлорида соды.

На основании полученных результатов предпочтение было отдано эпоксидному покрытию, состоящему из эпоксидной смолы, отвердителя и заполнителя в виде молотого кварцевого песка или талька размером фракций до 0,03 мм. Материал покрытия может быть поставлен в жидком виде или в виде порошка. Покрытие наносится на арматуру в кипящем слое ванны или в виде порошка в электростатическом поле, полимеризация

осуществляется при температуре выше 200 °С в течение 8 с.

На рис. 3 показана схема нанесения покрытия в электростатическом поле; этот метод дает лучшие результаты по качеству покрытия и получил широкое применение.

Арматурную сталь с эпоксидным покрытием изготавливают в США, Канаде, Японии и Англии. В Германии начато производство сварной арматурной сетки с поливинилхлоридным покрытием, в Италии проявляется активность в организации производства арматуры с цинковым и эпоксидным покрытием.

В США объем производства арматуры с эпоксидным покрытием достиг 150 тыс. т, в перспективе потребность составит 200... 250 тыс. т. По стоимости арматура с эпоксидным покрытием примерно в 2 раза выше арматуры без покрытия. Освоено производство арматурных канатов с эпоксидным покрытием, однако объем их применения невелик.

По общим соображениям было принято, что сцепление арматуры с покрытием составляет всего 80 % такового для арматуры без покрытия. Необходимо более тщательно изучить этот вопрос, тем более, что по данным проф. Рема (Германия) эпоксидное покрытие не снижает сцепления арматуры периодического профиля с бетоном.

До сих пор за рубежом редко применяют сварку арматуры на стройплощадке. Это способствует разработке различных способов стыкования арматуры. Фирма «Пфайфер» (Германия) рекламирует различные соединения обычной арматуры из стержней периодического профиля, основанные на комбинированном применении осадки концов стержней, нанесении резьбы и обжатия соединительных муфт на части их длины (рис. 4). Это обеспечит надежную стыковку стержней без снижения их несущей способности.

К. В. МИХАЙЛОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

УДК 624.073

Семченков А. С., Залесов А. С., Алексеев О. В. Действительная работа многопустотных плит перекрытия в составе здания // Бетон и железобетон.— 1993.— № 4.— С. 2—3.

Рассмотрены результаты испытания круглопустотных плит перекрытий, опертых по трем сторонам, как это отмечается в реальных условиях. Разрушение плит сопровождалось образованием продольных трещин в ребрах в торцевых участках плит и происходило при нагрузках ниже контрольных, поэтому рекомендуется усиление поперечного армирования плит. Предложена методика расчета плит с учетом их совместной работы в составе перекрытия.— Ил. 2.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 666.972.7.031.1

Власов В. К. Закономерности оптимизации состава бетона с дисперсными минеральными добавками // Бетон и железобетон.— 1993.— № 4.— С. 10—12.

На примере мелкозернистого бетона, изучен характер изменения прочности, расхода цемента и удельной прочности бетона с ростом доли минеральной добавки в вяжущем. Предложено различать экономически и структурно оптимальное содержание добавки.— Ил. 1, табл. 1.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 666.94.03

Онина М. М. Новый способ активации цемента // Бетон и железобетон.— 1993.— № 4.— С. 12—13.

Проанализированы результаты исследования прочности при кратковременном сжатии растворных и бетонных образцов, изготовленных на активированном (сухим способом) цементе.

Показано, что новый способ активации позволяет повысить марочную прочность цемента, что может привести к его экономии.— Ил. 1.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 693.56

Граник В. Г. Изготовление преднапряженных изделий в формах с внутренними несмещаемыми упорами / Бетон и железобетон.— 1993.— № 4.— С. 14—16.

Определены параметры внутренних несмещаемых упоров с наклонной опорной поверхностью и изогнутой осью стержней, натянутых на них; разработаны конструктивные решения безопасной фиксации напрягаемых стержней в форме в проектном положении.— Ил. 4.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 666.982.24

Использование полиэтиленовых сеток для армирования пустотных панелей перекрытий // В. Д. Гринев, Л. Н. Глухов, Т. П. Покхрел и др. // Бетон и железобетон.— 1993.— № 4.— С. 16—17.

Приведены результаты испытаний плит, армированных металлической и полиэтиленовой сеткой. Замена металлических сеток полиэтиленовыми позволяет на 1 м³ изделия экономить 3,8 кг металла и получать значительный экономический эффект.— Ил. 1.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 69.022.94:620.17:624.044

Кудзис А. П., Расланас С. Б. Влияние асбестоцементных отсекаателей на сдвиговую прочность стыков стен монолитных зданий // Бетон и железобетон.— 1993.— № 4.— С. 19—20.

Изучено влияние на несущую способность вертикальных стыков наружных и внутренних монолитных стен формы асбестоцементных отсекаателей, предварительного малоциклового нагружения и прочности бетонов стен. Результаты экспериментальных исследований подтвердили технологичность и надежность стыков с волнистыми асбестоцементными отсекаателями при малоцикловом знакопеременном нагружении.— Ил. 4.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.07.042

Нурмаганбетов Е. К. Расчет плоских железобетонных рам // Бетон и железобетон.— 1993.— № 4.— С. 21—22.

Приведен расчет плоских железобетонных рам, основанный на использовании метода перемещений. Методика применена при проектировании каркасного здания. Ее эффективность достигается при учете работы наиболее деформированного сечения рамы и особенно при снижении ее несущей способности.— Ил. 3.— Библиогр.: 2 назв.

Редакционная коллегия: В. И. Агаджанов, Ю. М. Баженов, В. Г. Батраков, Н. Л. Биевич, 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. Хакутин, А. А. Шлыков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор Ю. Л. Циханкова Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 10.02.93. Подписано в печать 05.04.93. Формат 60×90¹/₈. Печать офсетная.
Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92.
Уч.-изд. л. 5,4. Тираж 4234. Заказ 344. Цена 50 р.

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., строение 5, 3-й этаж
Почтовый адрес редакции (Экспедиция): 101442, Москва, Долгоруковская 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
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

НИИЖБ ПРЕДЛАГАЕТ:

Химически стойкие «теплые» плиты

для полов сельскохозяйственных зданий

Разработаны составы легких полимербетонов, содержащие в определенных соотношениях заполнители и наполнители (природные — вулканические шлаки и искусственные — азеритовый, керамзитовый гравий или перлитовый песок) либо пористые материалы, а также связующее — синтетические смолы (фурфуролацетоновую, полиэфирную, карбамидную с соответствующими отвердителями).

Такие полимербетоны можно использовать для изготовления химически стойких одно- и двухслойных плит, применяемых для устройства теплых полов в животноводческих зданиях.

Для изготовления плит можно, в основном, использовать стандартное оборудование заводов ЖБИ.

Разработан «Технологический регламент на выпуск плит из легких полимербетонов», нормативы по технологии полимербетонов, технические условия на плиты. НИИЖБ оказывает научно-техническую помощь по налаживанию производства плит и по использованию местных материалов для их производства.



Сокращение расхода цемента при изготовлении сборных железобетонных конструкций за счет снижения отпускной прочности бетона

Разработаны рекомендации по назначению отпускной прочности сборных железобетонных изделий из тяжелого бетона с учетом кинетики его твердения в различных условиях.

Для ряда конструкций отпускная прочность может быть снижена до 60 и 80 % соответственно в теплое и холодное время года, а в результате на 10...15 % можно снизить и расход цемента:

для бетонов класса В15 (М200) на 20...30 кг/м³;

для бетонов класса В22,5 (М300) на 30...40 кг/м³;

для бетонов класса В30 (М400) на 60...80 кг/м³,

а также сократить длительность ТВО или снизить температуру изотермического прогрева на 10...15 °С.

При внедрении новых разработок НИИЖБ оказывает научно-техническую помощь на основе хозяйственных договоров и консультативную помощь с оплатой работ по гарантийным письмам.

АВТОМАТИЗИРОВАННАЯ УСТАНОВКА ДЛЯ ЗАГОТОВКИ И НАТЯЖЕНИЯ ВЫСОКОПРОЧНОЙ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ ПУСТОТНОГО НАСТИЛА

Установка ДМ-2 предназначена для заготовки и электротермического натяжения высокопрочной стержневой арматуры классов Ат-V, Ат-VI и А-V.

Производительность установки — 1 стержень в минуту.

Разработаны рабочие чертежи установки ДМ-2, рекомендации по технологии автоматизированной заготовки и натяжения высокопрочной стержневой арматуры пустотных настилов и рабочие чертежи пустотных настилов с сокращением расходов напрягаемой арматуры.

БЕССВАРНЫЙ СТЫК ДЛЯ КОЛОНН В КАРКАСАХ ЗДАНИЙ СЕРИЙ ИИ-04 И 1.020.-1/83

Предлагаемая разработка способствует существенному упрощению, а также снижению трудоемкости и сроков монтажа колонн с продольным армированием из стали классов А-III и Ат-V. Косвенное армирование может выполняться в виде сеток или спирали.

Имеется экономический эффект на 1 стык при снижении трудозатрат и расхода стали.

На основе хозрасчетного договора НИИЖБ оказывает помощь при изготовлении и монтаже конструкций, проведении их испытаний с передачей научно-технической документации.

ЭКОНОМИЧНЫЕ МОНТАЖНЫЕ (ПОДЪЕМНЫЕ) петли

Данная разработка поможет Вам сэкономить 20...30 % расходуемой на монтажные петли арматурной стали. Такая экономия достигается за счет перехода на петли меньшего по сортаменту диаметра с гарантией их надежности, обеспечиваемой путем проверки металла на склонность к хрупкому разрушению.

На основании хоздоговора НИИЖБ оказывает техническую, методическую и консультативную помощь с передачей соответствующих рекомендаций и проведением инструктажа.

Стоимость работы зависит от объема услуг, степени участия заказчика в работе и других условий.

**ОБРАЩАТЬСЯ: НИИЖБ, 109428, МОСКВА,
2-я ИНСТИТУТСКАЯ ул., д. 6.**