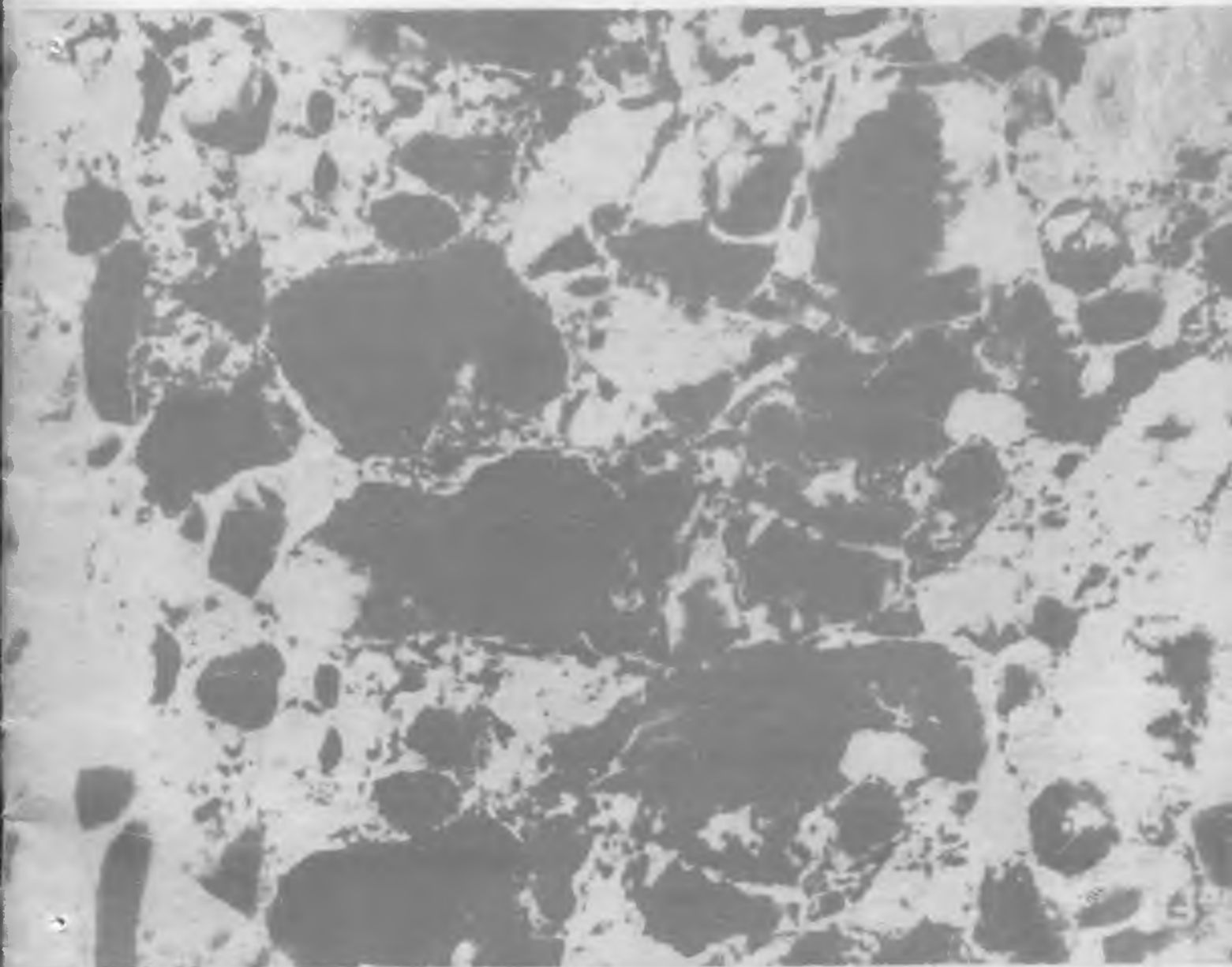


ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

7

1993



**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 проволоочной 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.

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, 2-я Институтская ул., 6, НИИЖБ,
сектор сварки.**

**Телефоны для справок: 174-81-02,
174-80-26.**

СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

- Черкасский И. Г., Рабинович Е. А., Сергиенко А. И.* Плоские клеевые анкеры 2
Старишко И. Н. Влияние наклонных пластин на прочность приопорных участков
изгибаемых балок 4

Бетоны

- Изотов Ю. Л., Лапшин Н. Г., Погребняк Н. А., Карпикова Л. И.* Бетон на смеси
плотных и пористых заполнителей 6
Каприелов С. С., Булгакова М. Г. Высокопрочный пневмобетон с добавкой микрокремне-
зема для защитных покрытий 7
Зубков В. А., Семерков И. В., Зубков Е. В. Новый метод определения прочности
бетона 11
Холмянский М. М., Коган Е. А. Определение твердости мелкозернистого бетона 13

Строительное производство

- Афанасьев А. А., Арутюнов С. Г., Матренинский С. И., Шарипов С. Л.* Вибраторы для
монолитного домостроения 15

Заводское производство

- Лемехов В. Н., Кадилаев А. М., Гаценко В. И.* Эффективная технология мелкозер-
нистых бетонов 17
Куприянов Н. Н., Мишина Т. Б., Дикань С. А. Прогрев бетона в щелевых камерах
продуктами сгорания природного газа 19

В помощь проектировщику

- Окунев Г. Н.* Расчет стальных элементов с учетом неупругих свойств бетона 23

Использование промышленных отходов

- Сеськин И. Е., Лукоянцева Т. П.* Долговечность тоннельной обделки из монолитного
пресс-бетона на основе ЭТФ шлаков 25

Долговечность

- Кузин Д. А.* Исследование защитной способности внутренней цементно-песчаной обли-
цовки стальных водопроводов 27
Бондарь В. А. Особенности электрохимической коррозии арматуры периодического
профиля 29

Информация

- Маркаров Н. А.* Железобетон и экология 30



УДК 624.013.943

И. Г. ЧЕРКАССКИЙ, Е. А. РАБИНОВИЧ, А. И. СЕРГИЕНКО, кандидаты техн. наук (Харьковский ПромстройНИИпроект)

Плоские клеевые анкеры

Устройство крепежных элементов на старых конструкциях вызывает значительные трудности (оголение существующей арматуры и приварка к ней пластин, устройство различных подпорок, столбов и т. п.). Поэтому целесообразны крепежные элементы, устанавливаемые в бетоне при помощи клеевых анкеров из круглой стали.

Однако в процессе ремонта и восстановления сооружений часто необходимо сократить глубину заделки анкеров или установить анкеры больших сечений, что невозможно из-за отсутствия необходимого бурового оборудования. В этом случае можно использовать плоские анкеры (рис. 1), у которых по сравнению с круглыми существенно развита боковая поверхность, а следовательно, их можно помещать на меньшую глубину. Кроме этого технология устройства плоских клеевых анкеров дает возможность закреплять анкеры большой площади поперечного сечения (до 10...15 см²).

Для установки плоских анкеров применимы круглые и прямоугольные скважины. Круглые целесообразно использовать для установки небольшого сечения с касанием граней анкера поверхности скважин и с наличием в этих местах клеевой прослойки. Для анкеров большого сечения, особенно при $h/b \gg 0,1$, применяют угольные скважины, которые образуются последовательным бурением нескольких круглых скважин на расстоянии $0,7d$ друг от друга с последующим удалением перемычек бетона между ними (d — диаметр скважины).

Предельное состояние по прочности плоских клеевых анкеров (при растяжении) характеризуется достижением в полосе из стали Ст3 предела текучести, нарушением адгезионной прочности кле-

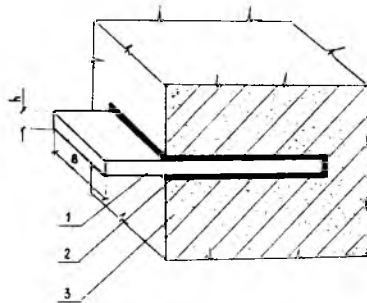


Рис. 1. Конструкция плоского клевого анкера
1 — анкер; 2 — эпоксидный раствор; 3 — бетон

евой анкерной, нарушением сцепления клеевой прослойки с поверхностью бетона и отрывом призмы (или конуса) бетона.

Поэтому должны быть выполнены условия:

$$F \leq R_s A_{an}; \quad (1)$$

$$A_{an} R_{an} \leq A_1 \tau_1; \quad (2)$$

$$A_{an} R_{an} \leq A_b R_1; \quad (3)$$

$$A_1 \tau_1 \leq F_b, \quad (4)$$

где F — растягивающее усилие, приложенное к плоскому анкеру; R_s — расчетное растягивающее сопротивление плоского анкера; A_{an} — площадь поперечного сечения плоского анкера; R_{an} — предел текучести стали; A_1 — площадь склейки по поверхности плоского анкера; τ_1 — средняя величина сцепления на контакте «клей — металл»: $\tau_1 = 9...10$ МПа; A_b — площадь боковой поверхности скважины; R_1 — временное сопротивление бетона скалыванию; F_b — разрушающая нагрузка для отделения усеченной призмы (или конуса) бетона.

Глубину заделки плоского клевого анкера в бетон по условию (2) определяют по формуле

$$l \geq \frac{A_{an} R_{an}}{2(b+h) \tau_1}. \quad (5)$$

Условие равнопрочности плоского анкера и прочности бетона скважины на скалывание (3) для круглых скважин:

при касании граней поверхности скважины

$$l \geq \frac{A_{an} R_{an}}{3,86d R_b^{0,437}}, \quad (6)$$

при наличии клеевой прослойки

$$l \geq \frac{A_{an} R_{an}}{3,86(\sqrt{b^2 + h^2} + 2\Delta) R_b^{0,437}}, \quad (7)$$

где Δ — толщина клеевой прослойки.

Условие равнопрочности для прямоугольных скважин

$$l \geq \frac{A_{an} R_{an}}{2,46(b_1 + h_1) R_b^{0,437}}, \quad (8)$$

где b_1 — ширина сечения скважины:

$$b_1 + h_1 \geq \frac{(b+h)\tau_1}{1,231 R_b^{0,437}},$$

h_1 — ее высота.

Экстремальное значение глубины плоского анкера из уравнения (5)

$$\frac{dl}{dh} = -\frac{A_{an}}{2} \frac{1 - \frac{A_{an}}{h^2}}{1 + \frac{A_{an}}{h^2}} = 0.$$

Приведенная функция равна 0,

когда $1 - \frac{A_{an}}{h^2} = 0$ или когда $h = b$.

Таким образом, наибольшая глубина заделки отмечается при квадратном сечении плоского анкера. В этом случае его периметр будет минимальным из всех возможных сечений одинаковой площади.

Сопоставим глубину заделки анкеров для квадратного и круглого сечения. При $b = h$

$$l \geq \frac{b R_{an}}{4 \tau_1}, \quad (9)$$

Но $b/4$ всегда меньше $d/4$, поскольку сторона квадрата всегда меньше диагонали. Поэтому глубина заделки круглого сечения будет также больше, чем у наиболее неблагоприятного квадратного сечения анкера.

Несущую способность и деформативность клеевой анкерной исследовали на лабораторных образцах и массивных бетонных блоках. При этом определяли несущую способность и деформативность клеевой анкерной в зависимости от глубины заделки, прочности бетона; влияние h/b сечения анкера на несущую способность клевого соединения; влияние толщины клеевой прослойки и глубины заделки анкера на характер разрушения

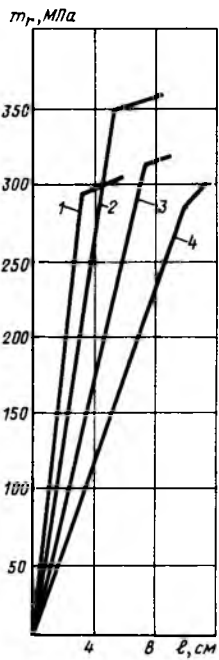
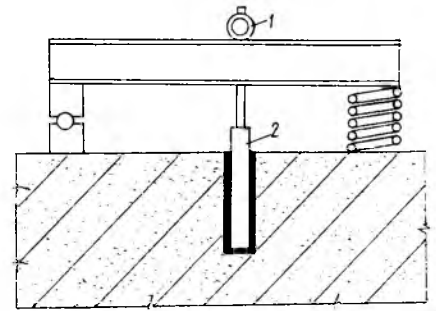


Рис. 2. Влияние глубины заделки на несущую способность клевого анкера
1 — $h/b=0,1$; 2 — $h/b=0,2$; 3 — $h/b=0,3$;
4 — $h/b=0,4$

Рис. 3. Установка для определения длительной прочности
1 — динамометр; 2 — анкер

A_{a2} , см	Диаметр круглого анкера равновеликого по площади, см	Равнопрочная глубина заделки анкера, см
0,40	0,71	3/7,1
0,80	1,01	5/10,1
1,20	1,24	7/12,4
1,96	1,58	10/15,8

Примечание. Перед чертой — плоский, после черты — круглый.



способности в зоне пересечения их и установление максимальных значений нагрузки m_q^{\max} и минимальных значений несущей способности m_r^{\min} с учетом принятой вероятности аварии $V=5 \cdot 10^{-8}$.

Для определения m_r^{\min} испытали большую партию образцов, для которых нашли необходимые статистические показатели, а также тип распределения случайной величины.

Условие безопасности при этом

$$m_r - n\sigma_r \geq m_q + n\sigma_q. \quad (11)$$

Введя коэффициенты вариации, получим

$$n \leq \frac{m_2 - m_q}{A_2 m_2 + A_q m_q}, \quad (12)$$

где A_2, A_q — коэффициенты вариации несущей способности и нагрузки; m_q приняли как расчетную нагрузку на сталь марки Ст 3.

Расчетное сопротивление клеевой анкеровки

$$R'_s = m_r^{\min} K_0, \quad (13)$$

где K_0 — коэффициент однородности; $K_0=1-aA$; a — постоянный коэффициент; $a=3$.

Следовательно, $R'_s=233,7$ МПа. Таким образом, для конструктивных параметров клевого анкера, рассчитанных по формулам (5)... (8), расчетное сопротивление превосходит расчетное сопротивление стали марки Ст 3.

При длительном действии нагрузки предел прочности всех конструктивных материалов, в том числе и полимеров, меньше, чем при кратковременной нагрузке. В полной мере это относится к клеям, особенно для строительных конструкций, обычно рассчитанных на длительный срок службы.

Длительную прочность плоских клеевых анкеров изучали на установках, приведенных на рис. 3. Нагрузку на анкеры принимали равной (0,7...1) m_r . Время до разрушения определяли после приложения полной нагрузки на анкер. Всего испытали 45 анкеров. В результате установлено, что увеличение на-

(конус вырыва, адгезионное разрушение).

Глубину заделки клеевых анкеров устанавливали, исходя из предположений:

$$\left. \begin{aligned} m_2 &\geq R_{an}; \\ m_2' &\geq R_{an}. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

где m_2, m_2' — напряжения в анкере при разрушении клевого соединения и соответствующее пределу упругих деформаций клевого соединения.

На рис. 2 приведены результаты испытаний несущей способности плоских клеевых анкеров в зависимости от глубины заделки и h/b . Установлено, что не зависимо от h/b существует линейная зависимость между глубиной заделки анкера и напряжениями в нем при потере несущей способности клеевой анкеровки вплоть до достижения R_{an} . На участке пропорциональности средняя величина сцепления на контакте «клей — металл» 9...11 МПа. За пределами пропорциональности средняя величина сцепления резко уменьшается, при этом тем больше, чем значительно глубина заделки анкера.

Представляет интерес сопоставление равнопрочной глубины заделки плоского анкера с равнопрочной глубиной заделки круглой арматуры из стали марки Ст3 (см. таблицу).

Таким образом, глубина заделки круглого анкера больше, чем плоского на 36,7...56 %, причем она уменьшается с увеличением h/b .

Приведенные расчетные зависимости по определению глубины заделки хорошо сопоставимы с экс-

периментальными данными в зоне пропорциональности, в этой связи их следует применять до достижения в плоском анкере предела текучести R_{an} .

В результате опытов установлено, что до предела пропорциональности клеевая прослойка работает преимущественно на чистый сдвиг. В этом интервале заделки материал стержня (его выступающая часть) работает упруго. При достижении в материале стержня предела текучести его поперечные деформации интенсивно увеличиваются и клеевой слой начинает работать не только на сдвиг, но и на неравномерный отрыв. Этим объясняется резкое снижение сцепления, так как указанное напряженное состояние наиболее неблагоприятно для работы клеевых соединений.

Основное положение методики установления расчетного сопротивления конструкций — это равнопрочность, определяемая с какой угодно близкой к единице вероятностью того, что сооружение в течение срока службы останется неразрушимым, или с какой угодно близкой к нулю вероятностью разрушения или аварии. Поэтому расчет должен дать гарантию того, что наибольшая возможная нагрузка будет меньше, чем наименьшая несущая способность конструкций, вычисленная с учетом пониженного качества материалов.

Таким образом, задача сводится к отысканию площадей кривых распределения нагрузки и несущей

грузки на анкер влечет за собой уменьшение времени до разрушения. Образцы разрушились при нагрузке $\geq 0,83 m_2$. Характерно, что в этом промежутке напряжений находится предел текучести данной марки стали, из которой изготовляли опытные анкеры ($R_{an} = 256$ МПа). Таким образом можно предположить, что на длительную прочность клеевой анкеровки влияют упругопластические свойства стали.

Установлено, что зависимость времени до разрушения от напря-

жения в анкере имеет вид прямой, уравнение которой может быть представлено в виде.

$$\lg \tau = 143,55 - 57,95 \lg m_r, \quad (14)$$

где τ — время; m_r — напряжение в анкере.

Значение m_r во времени эксплуатации анкера в течение 50 лет составляет 2 398 МПа и отличается от расчетного сопротивления на 2,38 %, что вполне допустимо,

а коэффициент длительной прочности клевого анкера составит $K_{дл} = 0,79$.

Столь высокое значение $K_{дл}$ свидетельствует о надежности работы клеевой анкеровки во времени. Предлагаемую конструкцию плоских клеевых анкеров можно применить для устройства закладных деталей, подвесок для различных коммуникаций и анкеров растяжек в процессе реконструкции и восстановления промышленных объектов.

удк 624.012.46.072.2

И. Н. СТАРИШКО, канд. техн. наук (Вологодский политехнический ин-т)

Влияние наклонных пластин на прочность приопорных участков изгибаемых балок

Известно, что для устранения влияния сил зацепления, возникающих в наклонной трещине, на прочность наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов в некоторых балках вдоль наклонной трещины устанавливают пластины из кровельной стали толщиной 0,5 мм*. В данном случае пластины располагали перпендикулярно развитию наклонных трещин.

Для экспериментов использовали балки сечением 80×150 , длиной 1120 мм, ширина наклонных пластин была равна ширине балок. Балка Б-23 имела шаг поперечных стержней 8 см, постоянный по всей длине. Поперечная, а также верхняя продольная арматура — $\varnothing 5$ В-1, нижняя продольная арматура — $\varnothing 8$ А-III.

Балку испытывали одной сосредоточенной нагрузкой, расположенной на расстоянии 0,65 от левой опоры (рис. 1). Наклонную пластину устанавливали со стороны малого относительного пролета среза, где в аналогичной балке без пластины произошло разрушение по наклонному сечению, вызванное большой поперечной силой Q .

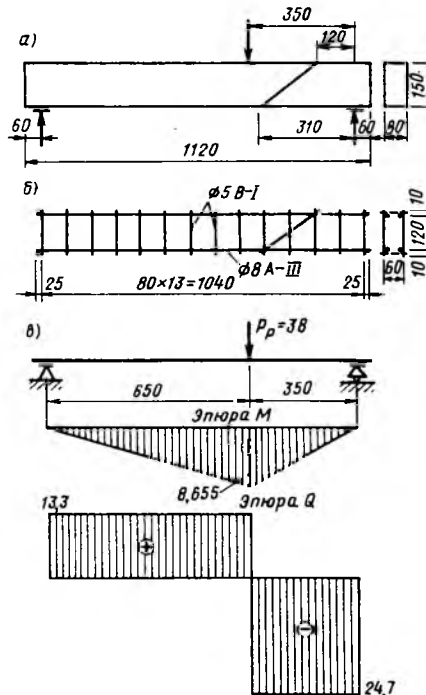


Рис. 1. Испытание балки Б-23

а — схема испытания и геометрические характеристики; б — армирование; в — предельные значения изгибающих моментов и поперечных сил; / — пластина из кровельной стали

Пластина под углом $\alpha = 34^\circ$ расположена ближе к линии действия поперечной силы, чем к линии действия опорной реакции.

На боковых, а также на верхней и нижней гранях по всему периметру наклонная пластина имела вырезы для заведения в поперечную и продольную арматуру между двумя каркасами. В верхней и нижней частях пластины были пробиты отверстия, через которые с помощью вязальной проволоки ее соединяли с продольной арматурой.

Первая наклонная трещина в области пластины появилась при нагрузке 26 кН (рис. 2). Однако дальнейшее ее развитие приостановила пластина. С увеличением нагрузки образовались другие наклонные трещины, также сдерживаемые наклонной пластиной. Это привело к перераспределению деформаций в области большого относительного расстояния от опоры до груза c/h_0 , где и произошло интенсивное развитие нормальных и наклонных трещин как по длине, так и по ширине раскрытия. Балка разрушилась по наклонному сечению при нагрузке 38 кН со стороны большего относительного расстояния от опоры до груза c/h_0 , т. е. со стороны, где поперечная сила незначительна ($Q = 13,3$ кН) (см. рис. 1, 2). Разрушение балки по наклонному сечению ожидалось со стороны меньшего относительного расстояния от опоры до груза (т. е. справа от линии действия нагрузки), где поперечная сила $Q = 24,7$ кН, т. е. в 1,85 раза больше, чем с противоположной стороны. Однако пластина предотвратила развитие наклонных трещин в сжатую зону бетона,

* Старишко И. Н. Работа продольной арматуры в наклонной трещине // Бетон и железобетон. — 1991. — № 5. — С. 15–17.

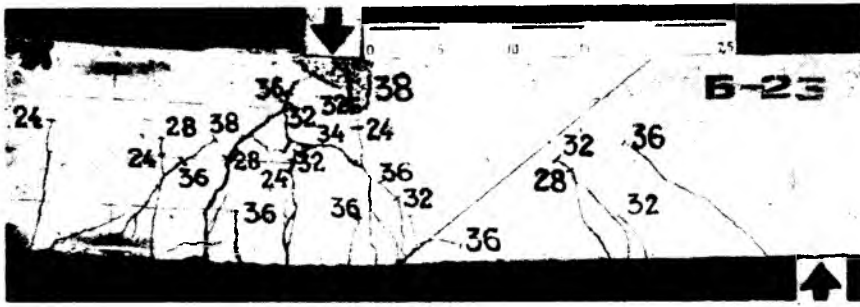


Рис. 2. Образование и развитие трещин в балке Б-23 с одной наклонной пластиной в сочетании с поперечной арматурой

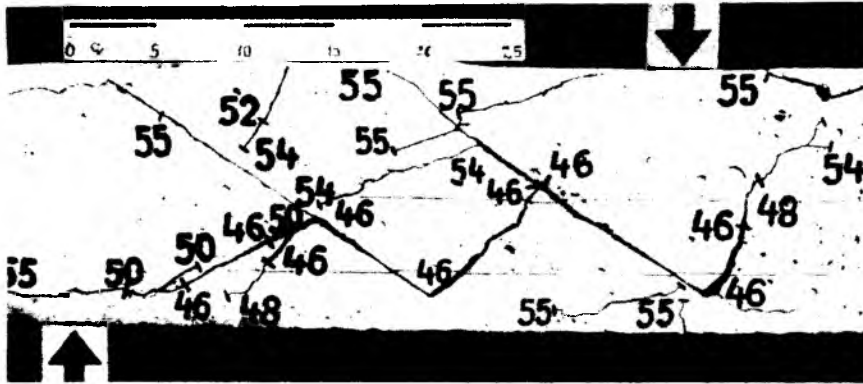


Рис. 3. Образование и развитие трещин в балке Б-31 с двумя наклонными пластинами без поперечной арматуры

значительно повысив несущую способность правого, относительно линии действия нагрузки, участка балки.

Исследованы балки, в которых в одном полупролете расположены поперечные стержни с шагом 5 см (балка Б-30) и с шагом 8 см (балка Б-31), в другом же полупролете каждой балки расположено по две наклонные пластины толщиной 0,5 мм под углом $\alpha = 33^\circ$. На участке балки, где расположены пластины, поперечные стержни отсутствовали. Поперечная арматура и два верхних продольных стержней — $\varnothing 8$ А-I, нижняя продольная арматура — $\varnothing 12$ А-III.

Балки испытали двумя симметрично расположенными относительно середины пролета нагрузками. При этом их разделили двумя пластинами на три блока — нижний (опорный), средний (между пластинами) и верхний, к которому приложены две поперечные силы. При действии внешней нагрузки возникают силы сдвига между блоками. Над пластиной силы сдвига направлены вверх, под пластиной — вниз (рис. 3). Таким образом, при изгибе балки происходит поворот (кручение) блока, заключенного между пластинами и

зашемленного в сжатой зоне бетона. Так как смещению блоков вдоль пластин препятствует нижняя продольная арматура, то на ее уровне над пластиной образуются наклонные трещины, которые, не пересекая защитного слоя бетона, направлены в сторону места приложения нагрузки примерно по траектории главных сжимающих напряжений. Образование наклонных трещин над пластиной на уровне продольной арматуры создает резкий толчок вдоль этой пластины в область сжатой зоны бетона, что вызывает образование наклонных трещин под пластиной, направленных в сторону опоры. При этом наклонные трещины под пластиной возникают примерно на уровне нижней грани арки сжатия и также развиваются в соответствии с траекторией главных сжимающих напряжений.

Смещение же блоков вдоль наклонных пластин в верхней зоне балки почти не происходит, так как в области арки сжатия пластины оказываются зашемленными сжатым бетоном, препятствующим прониканию трещин. Если нижняя часть пластины расположена близко к линии действия нагрузки или пересекает ее, то трещина разви-

вается от нижней продольной арматуры к верхней грани балки в направлении максимальных деформаций сжатия в зоне чистого изгиба.

Со стороны расположения поперечных стержней с шагом 8 см в балке Б-31 наклонная трещина образовалась при нагрузке 30 кН, однако поперечные стержни предотвратили разрушение балки по наклонному сечению. Со стороны расположения двух пластин наклонные трещины возникли при нагрузке 46 кН, где и произошло разрушение балки при нагрузке 55 кН (рис. 3).

По ширине раскрытия и длине наклонных трещин можно предполагать, что разница в несущей способности правого и левого полупролетов незначительна, что подтверждается испытанием других балок с шагом поперечных стержней 8 см. Однако в одном полупролете расход металла на армирование поперечными стержнями $\mu_{sw1} = 0,88\%$, а расход металла в другом полупролете на армирование наклонными пластинами толщиной 0,5 мм составляет всего лишь 0,19%.

Пластины, расположенные вдоль главных растягивающих напряжений, препятствующие прониканию наклонных трещин в момент их образования в сжатую зону бетона, повышали несущую способность балок по наклонным сечениям по сравнению с аналогичными балками без пластин и без поперечной арматуры на 20%.

Балка Б-35 имела в одном полупролете высокий процент поперечного армирования $\mu_{sw2} = 1,41\%$ ($s = 5$ см), в другом же полупролете расход металла на поперечное армирование совместно с двумя наклонными пластинами составлял $\mu_{sw3} + \mu_{sp} = 1,07\%$ ($s = 8$ см). В процессе испытания балки двумя сосредоточенными симметрично расположенными относительно середины пролета нагрузками, на участке расположения наклонных пластин, поперечная арматура предотвратила смещение разделенных этими пластинами блоков между собой, а развитие наклонных трещин было приостановлено пластинами. При этом на участке балки с высоким процентом поперечного армирования образовалось большое число наклонных трещин (рис. 4), что и привело к разрушению.

Следовательно, в полупролете, где совместно работали наклонные



Рис. 4. Образование и развитие трещины в балке Б-35 с двумя наклонными пластинами в сочетании с поперечной арматурой

пластины и поперечная арматура, экономия металла составила 24 % и несущая способность оказалась выше по сравнению с полупролетом, где располагались только поперечные стержни с более частым шагом.

Исследовали также балки, у которых шаг поперечных стержней одинаков по всей длине (Б-34 — $s=5$ см и Б-36 — $s=8$ см). Верхняя продольная арматура и поперечные стержни — $\varnothing 6$ А-I, нижняя продольная арматура — 2 $\varnothing 10$ А-III. В одном из полупролетов каждой балки устанавливали две наклонные пластины. При испытании балок двумя сосредоточенными симметрично расположенными относительно середины пролета нагрузками в области расположения пластин образования наклонных трещин или совсем не отмечалось (балка Б-34), или возникало

небольшое их число малой длины, шириной менее 0,05 мм. В полупролете, где отсутствовали пластины, ширина раскрытия наклонных трещин была значительно больше. Однако в указанных балках с увеличением нагрузки произошло скопление нормальных трещин в зоне чистого изгиба, что и привело к разрушению.

Балки Б-32 и Б-33 имели по два ряда отгибов $\varnothing 8$ А-I под углом $\alpha=33^\circ$ и поперечные стержни $\varnothing 6$ А-I с шагом 5 см (балка Б-32) и 8 см (балка Б-33). Балка Б-32 разрушилась по наклонному сечению при нагрузке 42 кН в полупролете, где располагалась поперечная арматура. Со стороны отгибов разрушения не произошло, однако судя по ширине раскрытия наклонной трещины и ее длине состояние участка с отгибами оказалось близко к разрушению. Балка

Б-33 разрушилась по наклонному сечению при нагрузке 38 кН на участке расположения отгибов. Однако разрушение было несколько преждевременным вследствие малой толщины защитного слоя бетона отгибов в балке Б-33, вдоль которых в некоторых местах к моменту испытания появились усадочные трещины. Сравнивая указанные балки с аналогичными балками Б-30 и Б-31, где вместо отгибов устанавливали наклонные пластины, можно полагать, что в среднем несущая способность балок с наклонными пластинами и балок с отгибами, в области расположения которых отсутствовали поперечные стержни, была примерно одинакова. Однако расход металла на армирование наклонными пластинами составлял 0,19, а на армирование отгибами — 1,44 %.

Таким образом, на припорных участках балок наиболее целесообразно армирование тонкими металлическими пластинами в сочетании с вертикальными поперечными стержнями (балки Б-23, Б-34, Б-35 и Б-36). Это более эффективно сдерживает развитие наклонных трещин, значительно повышает прочность по наклонным сечениям, снижает расход металла на поперечное армирование.

Бетоны

УДК 624.9:624.131.54

Ю. Л. ИЗОТОВ, канд. техн. наук, Н. Г. ЛАПШИН,
Н. А. ПОГРЕБНЯК, инж (Днепропетровский филиал НИИСП);
Л. И. КАРПИКОВА, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Бетон на смеси плотных и пористых заполнителей

При строительстве гражданских и других зданий появляется необходимость в использовании конструкций из бетона на смешанном заполнителе. При замене части гранитного щебня керамзитовым гравием получается облегченный бетон. Прочность, деформативность и другие характеристики нового материала исследовали по специальной методике. Количество (масса) пористого заполнителя на 1 м^3 бетона

$$K = \frac{\Delta D \rho_k}{\rho_{ш} - \rho_k} \quad (1)$$

где ΔD — требуемое снижение плотности бетона на смешанном заполнителе по сравнению с плотностью тяжелого бетона; $\rho_{ш}$ — истинная плотность гранитного щебня; ρ_k — плотность пористого заполнителя в цементном тесте.

Количество гранитного щебня и кварцевого песка

$$\frac{Ц}{\rho_{ц}} + В + \frac{П}{\rho_{п}} + \frac{Ш}{\rho_{ш}} + \frac{К}{\rho_k} = 1000; \quad (2)$$

$$\frac{Ц}{\rho_{ц}} + В + \frac{П}{\rho_{п}} = \alpha \left(v_{ш} \frac{Ш}{\rho_{ш}} + v_k \frac{К}{\rho_k} \right); \quad (3)$$

где Ц, В, П, Ш и К — масса материалов на 1 м^3 бетона; $\rho_{ц}, \rho_k$ — истинная плотность материалов; В — водопотребность бетонной смеси; $v_{ш}, v_k$ — пустотность гранитного щебня и керамзита; $\rho_{ш}, \rho_k$ — насыпная плотность гранитного щебня, пористого заполнителя; α — коэффициент раздвижки зерен крупного заполнителя раствором.

Решая совместно уравнения (2) и (3) при известном значении массы пористого заполнителя (1), получим формулы для определения массы гранитного щебня и песка:

$$\text{Ш} = \frac{1000 - K \left(\frac{1}{\rho_k} + \alpha \frac{v_k}{\rho_k} \right)}{\frac{1}{\rho_{ш}} + \alpha \frac{v_{ш}}{\rho_{ш}}}; \quad (4)$$

$$П = \left[1000 - \frac{Ц}{\rho_{ц}} + В + \frac{Щ}{\rho_{ш}} + \frac{К}{\rho_{к}} \right] \rho_{п}, \quad (5)$$

где $В = В + W/K$; W — коэффициент водопоглощения пористого заполнителя, который на заводах следует уточнять экспериментально.

Исследования физико-механических характеристик бетона на смешанном заполнителе проводили при расчетной средней плотности бетона 2250, 2150, 2000 и 1900 кг/м³. Состав бетона на смешанном заполнителе подбирали по формулам (1), (4) и (5), при этом количестве цемента принимали как для тяжелого бетона.

Для экспериментов использовали портландцемент марки 400, речной кварцевый песок с $M_k = 1,25$ ($\rho_{п} = 2,62$, $\rho_{пн} = 1,6$), щебень гранитный крупностью 10...20 мм ($\rho_{ш} = 2,63$, $\rho_{шн} = 1,45$, $v_{ш} = 0,455$), керамзитовую смесь с плотностью в цементном тесте ($\rho_{к} = 0,75$, $\rho_{нк} = 0,5$, $v_{к} = 0,34$, $\omega = 10\%$).

Количество образцов кубов с ребрами 10 и 15 см, а также призм размерами 10×10×40 и 15×15×60 см принимали исходя из известных для бетона коэффициента изменчивости v , показателя точности опыта m и его достоверности t . Кроме этих образцов изготовили образцы-аналоги из тяжелого бетона. Жесткость бетонных смесей составляла 10...20 с. Распиловка кубов с ребром 15 см показала, что расслоение бетонной смеси при виброуплотнении практически отсутствовало.

Из табл. 1 следует, что при примерно равной по величине средней плотности облегченного бетона прочность его практически не зависит от коэффициента раздвижки, тогда как модуль упругости бетона зависит. По результатам испытаний, приведенных в табл. 2, можно заключить, что замена плотно-

Таблица 1

Бетон	Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг						α	Ж, с	R_c , МПа	ρ , кг/м ³	$E_s \cdot 10^4$, МПа
	цемент	щебень гранитный	песок	керамзитовый гравий	керамзитовый песок	вода					
Тяжелый	310	1300	600	—	—	160	1,20	14	24,3	2370	2,60
	326	935	527	162	81	170	1,29	16	23,3	2201	2,40
Облегченный	313	847	506	196	98	166	1,24	20	23,6	2176	2,32
	305	950	440	165	133	168	1,12	12	23,3	2161	2,48
	286	894	412	194	98	156	1,09	12	23,5	2040	2,28
	305	950	385	165	133	168	1,08	17	22,6	2106	2,15

Таблица 2

Класс бетона	K	\bar{R}_c , МПа	$R_{cн}$, МПа	$R_{бн}$, МПа	$R_{вн}$, МПа	$\bar{R}_{вн}$, МПа	$R_{внн}$, МПа	$R_{внп}$, МПа	$E_s \times 10^4$, МПа	ρ , т/м ³
В15	0,000	19,6	14,9	11,2	8,6	1,5	1,2	0,8	2,5	2,4
	0,084	20,6	15,8	11,8	9,1	1,5	1,2	0,8	2,4	2,3
	0,142	25,6	20,0	14,9	11,5	1,5	1,2	0,8	2,3	2,1
	0,213	23,8	18,6	14,0	10,8	2,0	1,6	1,1	2,1	2,0
В20	0,270	17,2	13,5	10,1	7,9	1,6	1,2	0,8	1,8	1,9
	0,000	24,5	18,6	13,9	10,7	1,7	1,3	0,9	2,7	2,4
	0,084	29,0	22,7	16,8	12,9	2,0	1,6	1,1	2,6	2,3
	0,136	25,0	20,8	15,4	11,9	2,3	1,9	1,3	2,8	2,2
В22,5	0,196	26,0	20,9	15,7	12,0	1,7	1,4	0,9	2,3	2,0
	0,270	21,0	16,5	12,2	9,5	1,5	1,2	0,8	1,9	1,9
	0,000	32,1	24,5	18,2	14,0	2,0	1,5	1,0	3,0	2,4
	0,620	30,8	23,5	18,5	14	2,5	2,0	1,4	2,7	2,3
	0,112	30,8	23,5	18,5	13,7	2,6	2,0	1,4	2,8	2,1
	0,196	29,8	23,2	17,4	13,3	2,2	1,8	1,2	2,5	2,0
	0,267	27,0	19,2	14,4	11,1	1,7	1,4	0,9	2,2	2,0

го заполнителя пористым при $V_k/V_0 < 0,2$ практически не снижает прочность бетона, при $V_k/V_0 > 0,2$ прочность бетона уменьшается. В этой связи при $V_k/V_0 > 0,2$ расход цемента необходимо уточнять экспериментально.

Модуль упругости бетона с заменой плотного заполнителя на пористый в определенной зависимости снижается с увеличением V_k/V_0 . На основании выполненных экспериментальных исследований разработали технические условия на бетон на смеси плотных и пористых заполнителей, что позволяет широко использовать такой материал без перерасхода цемен-

та при изготовлении конструкций зданий, где при высокой прочности требуется облегченный бетон.

В бетонных смесях на смешанном заполнителе при $O.K \geq 4$ см и $\alpha \approx 1,3$ в процессе виброуплотнения происходит их расслаивание. Их можно эффективно использовать для изготовления двухслойных плит и, в частности, плит перекрытий над подвалом, плит безрулонного покрытия при теплых чердаках и др. Применение такой бетонной смеси дает возможность по одностадийной технологии изготавливать конструкции с требуемыми теплотехническими, прочностными и другими характеристиками.

УДК 666.972.16.004.8

С. С. КАПРИЕЛОВ, М. Г. БУЛГАКОВА, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

Высокопрочный пневмобетон с добавкой микрокремнезема для защитных покрытий

В НИИЖБе изучили технологию пневмобетонирования для производства конструкций из высокопрочных мелкозернистых бетонов с добавкой микрокремнезема и су-

перпластификатора. При этом исследовали технологические аспекты пневмобетонирования и физико-механические свойства бетона. Известно, что среди различных техно-

логических факторов, влияющих на структуру и прочность пневмобетона, наиболее существенными являются потери от отскока заполнителя, а также толщина и однородность слоя, наносимого за один проход на вертикальные поверхности. Эти факторы связаны с составами и реологическими свойствами смесей, давлением или скоростью нагнетания и расположением пистолета-распылителя относительно покрываемой поверхности [1].

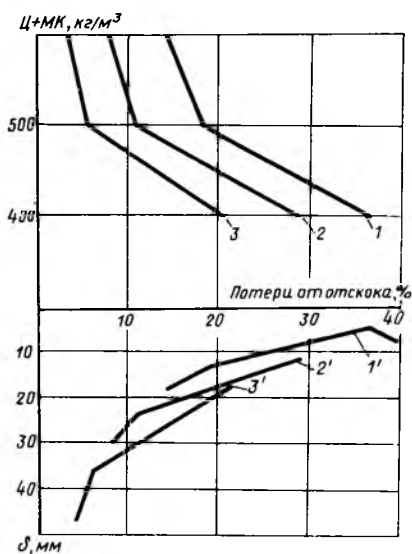


Рис. 1. Влияние дозировки микрокремнезема и расхода цемента на величину потерь и предельную толщину слоя пневмобетона 1, 1' — без МК; 2, 2' — МК=10 % массы цемента; 3, 3' — то же 20 %

Определяли потери от отскока и предельную толщину слоя пневмобетона на вертикальной поверхности в зависимости от дозировки микрокремнезема и расхода цемента. Пневмобетонирование производили нагнетателем ПН-300 при давлении 0,5 МПа, пистолет-распылитель с диаметром выходного отверстия сопла 15 мм располагали на расстоянии 1 м от покрываемой поверхности под углом 90°. Потери от отскока определяли по отношению массы смеси, оказавшейся у основания покрываемой поверхности площадью 1 м², к расчетной массе нанесенного за один проход слоя предельной толщины. Максимальную толщину слоя, нанесенного за один проход, определяли визуально по сползанию смеси с вертикальной поверхности и измеряли с помощью маяжков. Применяли портландцемент марки 400 Воскресенского завода, песок с $M_k=2$, микрокремнезем марки МК-65 Ермаковского завода ферросплавов, суперпластификатор С-3.

Составы смесей отличались расходом вяжущего (цемент + микрокремнезем) и дозировкой микрокремнезема и суперпластификатора, В/В=0,4, О. К.=13...15 см и регулировались дозировкой суперпластификатора.

Из полученных результатов (рис. 1) следует, что повышение количества вяжущего в составе смесей способствует уменьшению потерь от отскока и увеличению

предельной толщины слоя, что соответствует данным о влиянии объема цементного теста на те же технологические параметры [1]. Введение в состав смесей микрокремнезема значительно усиливает указанный эффект — потери от отскока уменьшаются в зависимости от дозировки микрокремнезема до 15 %, а предельная толщина слоя, наносимого за один проход, возрастает до 50 мм.

Полученные результаты объясняются ярко выраженной тиксотропностью смесей с микрокремнеземом, которые, имея высокую связность, определяют получение мелкозернистого бетона с однородной и прочной структурой. Применение высокопрочного мелкозернистого пневмобетона с микрокремнеземом для возведения железобетонных конструкций и устройств защитных покрытий при ремонтно-восстановительных работах потребовало исследования физико-механических свойств при кратковременном и длительном воздействии нагрузок, а также совместной работы нового защитного покрытия и старого бетона: надежности контактной зоны при разных температурно-влажностных воздействиях, водопоглощения и морозостойкости, а также оценки коэффициента линейного температурного расширения. Составы и свойства бетонов приведены в табл. 1.

Определяли физико-механические свойства пневмобетона с микрокремнеземом: кубиковую R_c и призмную R_b прочности, коэффициент призмной прочности R_b/R_c , модуль упругости E , линейные и объемные деформации, дифференциальный коэффициент поперечных деформаций ΔV , верхнюю границу микротрещинообразования $R_{сгг}$, деформации усадки ϵ_s и ползучести ϵ_c .

Испытания проводили на образцах-кубах с ребром 10 см и призмах размером 10×10×40 см. Усадочные деформации определяли также на призмах размером 4×4×16 см. Призмная прочность по абсолютной величине оказалась ниже ожидаемой. Прочность и модуль

упругости были сопоставлены со СНиП 2.03.01—84 по показателю класса бетона. Исследуемый пневмобетон по прочности можно отнести к классу В50. Но в нормах отсутствуют основные нормативные и расчетные характеристики, в том числе модуль упругости для мелкозернистых бетонов класса выше В40, так как на рядовых цементах в обычных условиях твердения получить высокопрочные мелкозернистые бетоны практически невозможно.

Опубликованные ранее [2] данные об изменении объемных деформаций при сжатии и дифференциального коэффициента поперечных деформаций показывают, что для бетона такого состава характерны несколько заниженные значения верхней границы микротрещинообразования $R_{сгг}$. Уменьшение коэффициента призмной прочности, модуля упругости, повышение предельных деформаций и снижение верхней границы микротрещинообразования вообще характерно для мелкозернистых бетонов по сравнению с бетонами на крупных заполнителях. В связи с этим можно сделать вывод о том, что пневмобетон с микрокремнеземом по указанным параметрам соответствует обычному мелкозернистому бетону, однако по прочности существенно превышает его.

Усадку бетона определяли на образцах-призмах размерами 10×10×40 и 4×4×16 см. Как видно из рис. 2, характер изменения деформаций усадки призм обоих размеров одинаковый, но существенно различны их абсолютные величины. Интенсивный рост деформаций усадки прекратился к 50...60 сут. Для призм первого размера деформации составили $80 \cdot 10^{-5}$, а второго размера — в 2,5 раза выше, т. е. $200 \cdot 10^{-5}$. Эти образцы имеют модуль поверхности в 2,4 раза выше, чем призмы первого размера. Высокий модуль повышает усадочные деформации, которые связаны с интенсивным удалением свободной воды из капиллярных пор, т. е. высушиванием открытой поверхности [3].

По кривым усадки бетона призм

Таблица 1

Вид бетона	Состав смеси, кг/м ³					С-з, % (Ц+МК)	О. К., см	Прочность, МПа, через, сут			F
	Ц	МК	П	Щ	В			3	7	28	
Пневмобетон	420	84	1390	—	204	1,6	15	22,2	46,3	59,1	300
Старый	397	—	635	1034	177	0,5	6	—	—	49,7	300

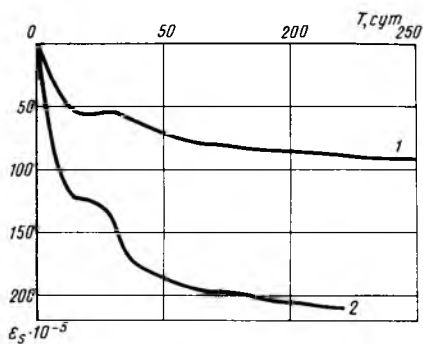


Рис. 2. Изменение деформаций усадки ϵ_s во времени T образцов размером $10 \times 10 \times 40$ (1) и $4 \times 4 \times 16$ см (2)

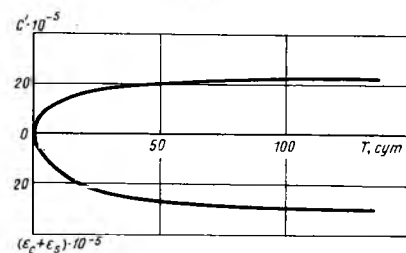


Рис. 3. Изменение деформаций ползучести и усадки $\epsilon_c + \epsilon_s$ и условной меры ползучести C^1 во времени

первого размера в соответствии с ГОСТ 24544 рассчитали предельные значения деформаций усадки $\epsilon_s^\infty: \epsilon_s \cdot 10^{-5} = 95,4; \epsilon_s^\infty \cdot 10^5 = 106,81; \sigma/R_b^{н\text{ак}} = 0,34; (\epsilon_s + \epsilon_c) \times 10^{-5} = 34,5; C_t \cdot 10^{-5} = 2,7; C_t^\infty \cdot 10^{-5} = 4,02$. Полученные значения оказались в допустимых пределах [4]. Однако это характерно для достаточно массивных конструкций со сравнительно небольшим модулем поверхности.

При использовании пневмобетона с микрокремнеземом для возведения ажурных конструкций или устройства защитно-восстановительных покрытий толщиной 3...5 см необходимо открытую поверхность свежего бетона покрыть малопроницаемой пленкой, которая в начальные сроки твердения (до 7 сут) предотвратит удаление влаги с поверхности. В этот период будет заторможено развитие усадочных деформаций и пройдет процесс интенсивного твердения бетона. Возникающие затем сравнительно небольшие деформации усадки будут восприниматься достаточно прочной структурой бетона, что обезопасит бетон конструкций от возникновения трещин на поверхности.

На рис. 3 представлено изменение суммарных деформаций ползучести и усадки во времени. Деформации стабилизировались практически к 50 сут длительного нагружения и составляли незначительную величину ($30 \cdot 10^{-5}$). Поскольку за этот период деформации усадки изменились на $20 \cdot 10^{-5}$, то истинные деформации ползучести за 140 сут составили всего $10 \cdot 10^{-5}$. Величина полученных остаточных деформаций также незначительна, что свидетельствует о том, что пневмобетон с микрокремнеземом имеет малую склонность к ползучести.

По полученным результатам вычисляли предельные значения деформаций ползучести, которые оказались существенно меньше норми-

руемых ориентировочных значений для бетонов с $O.K. > 9$ см [4].

Коэффициент линейного температурного расширения пневмобетона мало меняется в интервале температур $-30...60$ °С и составляет $10,5 \cdot 10^{-6}$ °С⁻¹. Так как в соответствии со СНиП 2.03.01—84 коэффициент линейного температурного расширения для тяжелых и мелкозернистых бетонов в интервале температур $-40...50$ °С составляет $11 \cdot 10^{-6}$ °С, можно считать, что по данной характеристике пневмобетон соответствует обычному бетону. Исследования морозостойкости проводили по ускоренной методике с замораживанием до -50 °С и оттаиванием в воде. Морозостойкость пневмобетона составила F 300, что является достаточно высоким показателем для мелкозернистых бетонов. Для оценки надежности контактной зоны двух бетонов, один из которых наносили методом пневмонабрызга, разработали специальную методику. За критерий совместности работы двух бетонов различной структуры приняли сопротивление сдвигу гладкого стыка по зоне контакта при сжатии. Исследования проводили на образцах в воздушно-сухом состоянии, а также на образцах, находящихся под воздействием циклического замораживания и оттаивания при полном и частичном погружении в воду.

Для экспериментов изготовили армированные бетонные образцы-призмы, состоящие из двух равных частей Г-образной формы размером $10 \times 10 \times 40$ см. Первую часть каждого образца бетонировали заранее в металлической опалубке с деревянным вкладышем Г-образной формы. Она имитировала бетон восстанавливаемых конструкций (старый) и была приготовлена из бетонной смеси с гранитным щебнем без микрокремнезема. Через 14 сут после ТВО старого бетона производили добетонирование незаполненного симметричного объ-

ема в опалубке пневмобетоном с микрокремнеземом (см. табл. 1).

Прочность контактной зоны старого бетона и пневмобетона определяли испытанием образцов на прессе по величине сдвигающего усилия. При этом исследовали влияние различной степени увлажнения бетона на прочность контактной зоны, а также морозного воздействия. Были приняты два условия по увлажнению: когда вода могла достигнуть контактной зоны и когда вода не доходила до контактной зоны. В первом случае призмы пневмобетонной частью погружали горизонтально в ванну с водой на глубину 5 см, во втором случае — на 1,5 см. Через определенное количество циклов замораживания до -50 °С и оттаивания испытывали образцы на сдвиг. По изменению сдвигающего усилия P оценивали влияние увлажнения и морозного воздействия на зону контакта. Одновременно после испытания призм на сдвиг отбирали пробы из различных слоев бетона по высоте образцов для определения влажности по массе W .

При этом построили диаграммы изменения влажности бетона по высоте образцов, находящихся в воздушно-сухом состоянии, погруженных в воду на 1,5 и 5 см и полностью, а также подвергнутых циклическому замораживанию — оттаиванию (рис. 4). Их анализ показывает, что с увеличением числа циклов замораживания и оттаивания влажность бетона во всех сечениях постоянно увеличивается. Причем, если для образцов, погруженных в воду на 1,5 см, в исходный момент влажность бетона контактной зоны существенно ниже, чем в образцах, погруженных в воду на 5 см, то через 100 и более циклов морозного воздействия влажность бетона выравнивается.

Разрушение образцов при сжатии под прессом происходило по зоне контакта с отделением двух Г-образных частей. Однако поверхность контакта части образца из

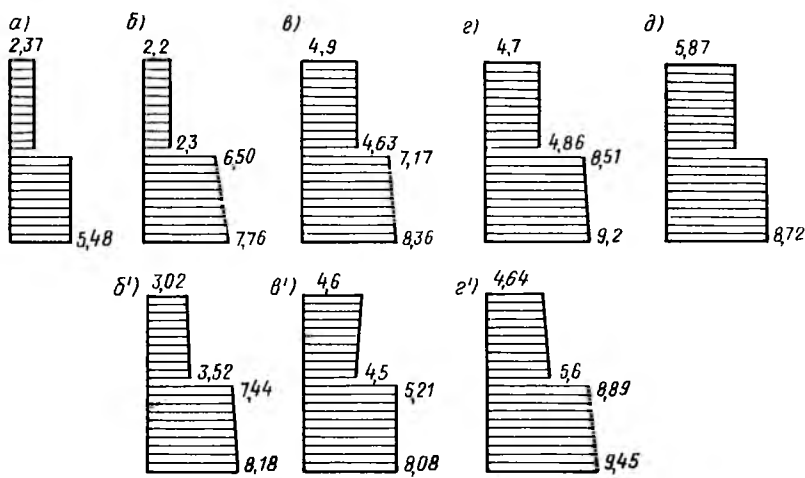


Рис. 4. Диаграммы изменения влажности по высоте сечения образца
 а — в воздушно-сухом состоянии; б, б' — при погружении в воду на 5 и 1,5 см; в, в' — через 100 циклов замораживания и оттаивания; г, г' — через 230 циклов замораживания и оттаивания; д — при полном водонасыщении; I — старый бетон; II — пневмобетон

Таблица 2

Способ увлажнения	Число циклов замораживания	Влажность бетона контактной зоны по массе W , %	Коэффициент удельного водонасыщения контактной зоны K_w	$R_{сдв}$, кН	τ , МПа
Полное погружение	0	5,87/8,72	1,00/1,00	—	—
	100	2,30/6,50	0,39/0,75	70,50	4,10
Погружение на 1,5 см	100	4,63/7,17	0,79/0,82	22,80	1,32
	230	4,86/8,51	0,83/0,98	15,33	0,89
	0	3,52/7,44	-0,60/0,85	53,00	3,06
То же на 5 см	100	4,63/8,00	0,79/0,92	23,00	1,33
	200	5,21/8,46	0,89/0,97	19,32	1,12
	230	5,60/8,89	0,95/1,02	15,98	0,92
	0	3,52/7,44	-0,60/0,85	53,00	3,06

Примечания: 1. Перед чертой — старый бетон, после черты — пневмобетон. 2. Полу жирным шрифтом приведены периоды испытаний, при которых влажность бетонов контактной зоны достигла значений, близких к полному водонасыщению.

пневмобетона во многих случаях была покрыта слоем старого бетона. Это свидетельствует о том, что разрушение шло по нему.

Прочность контактной зоны на сдвиг зависела от влажности бетона и от длительности циклического воздействия отрицательных температур (табл. 2). За 230 циклов испытаний влажность бетона зоны контакта возросла до значений при полном водонасыщении, а прочность на сдвиг по сравнению с образцами воздушно-сухого состояния снизилась на 78%. Учитывая высокую морозостойкость старого бетона и пневмобетона, уменьшение прочности на сдвиг не могло быть результатом замораживания в зоне стыка. Это обстоятельство привело к необходимости анализа полученных результатов с учетом водопоглощения бетона. Для этого ввели понятие коэффициента удельного водонасыщения бетонов контактной зоны K_w , представляющего отношение влажности бетона в рассматриваемый момент к влажности этого бетона при полном водонасыщении. $K_w=0,8$ приняли за критерий, который меняет усло-

вия работы на сдвиг вследствие адсорбционного уменьшения прочности бетона при увлажнении, падения прочности на растяжение водонасыщенного бетона и появления в зоне контакта пленки влаги, реализующей эффект смазки.

При внешнем сжатии образцов чем выше K_w , тем больше деформации взаимного сдвига. В расчетной оценке усилия сдвига при чистом срезе существует несколько подходов. Для случаев совместного действия среза составных сечений в источнике [4] было предложено принимать напряжения среза в долях от кубиковой прочности, в частности $\tau=0,07P_c$, что в 4...5 раз ниже, чем при чистом срезе сплошного монолитного сечения бетона. В данном случае расчетные предельные напряжения сдвига старого бетона по указанной формуле составят 3,5, а пневмобетона — 4,8 кН, что близко к экспериментальным значениям для образцов, контактные зоны которых находятся в воздушно-сухом состоянии. По мере увеличения влажности бетонов и длительности циклического воздействия отрицательных темпе-

ратур возрастают деформации взаимного сдвига одной части бетона относительно другой при общем снижении прочности контактной зоны.

Выводы

Введение микрокремнезема и суперпластификатора С-3 в состав пневмобетона позволяет существенно снизить потери от отскока при производстве работ и увеличить предельную толщину наносимого за один проход слоя до 50 мм.

Применение микрокремнезема и суперпластификатора С-3 в качестве добавок к мелкозернистому бетону при использовании технологии пневмонабрызга дает возможность получить на рядовом портландцементе высокопрочный мелкозернистый бетон класса В50.

Нормативные расчетные прочностные характеристики и модуль упругости высокопрочного мелкозернистого бетона с микрокремнеземом можно принимать, как для бетона класса В50.

Деформации усадки высокопрочного мелкозернистого пневмобетона с добавкой микрокремнезема зависят от модуля открытой поверхности элементов. При использовании пневмобетона с микрокремнеземом в качестве защитно-восстановительного покрытия необходимо или нанесение на нее защитного малопроницаемого покрытия на начальный период твердения. Мелкозернистый высокопрочный пневмобетон с микрокремнеземом показал слабую склонность к проявлению деформаций ползучести.

Коэффициент линейного температурного расширения мелкозернистого высокопрочного пневмобетона с микрокремнеземом составляет $10,5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, что соответствует обычному бетону, а марка пневмобетона по морозостойкости составляет — F 300.

Исследования совместной работы основного бетона конструкций с мелкозернистым пневмобетоном на микрокремнеземе, используемым в качестве защитно-восстановительного покрытия, показали, что надежность совместной работы может быть гарантирована в воздушно-сухих условиях эксплуатации при любой температуре воздуха и в условиях постоянного или периодического увлажнения при положительных температурах. Для повышения надежности совместной

работы в условиях увлажнения при действии циклически изменяющихся температур следует снижать степень водонасыщения пневмобетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Resse K., Venuat M. Protection des Morsiers betons plâtres les Auteurs.— Paris: Editeurs, 1981.— 382 p.

2. Bulgakova M. G., Kapriellov S. S. High — Strength Silica Fume Containing Gunite for Reinforced Concrete Structures and Protective Reconstruction Coatings/Blended Cements in Construction. The International Conference in Sheffield, UK, 9—12 Sept. 1991. Proceedings. Elsevier Applied Science.— P. 317—328.
3. Каприелов С. С., Булгакова М. Г., Вихман Я. Л. Деформативные свойства бетонов с использованием ультрадисперсных отходов Ерма-

ковского завода ферросплавов // Бетон и железобетон.— 1991.— № 3 — С. 24 — 25.

4. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций.— М.: Стройиздат, 1988.— С. 5—11.

УДК 691.32:620.179.12

В. А. ЗУБКОВ, канд. техн. наук, И. В. СЕМЕРКОВ, Е. В. ЗУБКОВ, инженеры (Самарский архитектурно-строительный ин-т)

Новый метод определения прочности бетона

При определении прочности бетона наиболее современными являются неразрушающие методы, однако они имеют много недостатков, в том числе сравнительно низкую точность. Эти недостатки можно объяснить тем, что традиционные методы основаны на использовании только пластических или упругих свойств бетона, а прочность является комплексной характеристикой, зависящей как от пластических, так и от упругих свойств материала.

Авторам не известен ни один метод или прибор, в которых использовалась бы линейная зависимость принятой косвенной характеристики от прочности бетона, что позволило бы отградуировать прибор непосредственно в единицах прочности, без применения графиков или сложных математических уравнений.

Отмеченные недостатки сдерживают использование неразрушающих методов на стройках и заводах стройиндустрии.

В Самарском архитектурно-строительном институте разработан метод определения прочности бетона, который можно отнести к ударному, но с использованием косвенной характеристики. Сущность метода заключается в том, что под действием энергии сжатой пружины или сжатого воздуха боек определенной массы ударяется о поверхность бетона, в результате чего в нем проявляются пластические и упругие деформации. Для получения более постоянных условий удара контактная поверхность бойка выполнена в виде сферы.

При ударе условно твердого тела сферической формы (ударника) о менее твердое на ударник действует реактивная сила, значение которой зависит от энергии удара и упругих свойств материала, в который ударяется ударник, а длительность действия — от пластических свойств этого материала. Если в конструкцию ударника включить электромеханический преобразователь, например, пьезоэлектрический или магнитострикционный, то во время удара под действием реактивной силы он будет вырабатывать электрический импульс, значение и длительность которого зависят от упругих и пластических свойств материала. Следовательно, величину и длительность электрического импульса, вырабатываемого электромеханическим преобразователем во время удара, можно использовать в качестве новой косвенной характеристики для определения прочности бетона.

На рис. 1 приведены формы электрических импульсов для бетонов прочностью 10 и 25 МПа. Как видно из графика, при ударе бойка о бетон прочностью 25 МПа

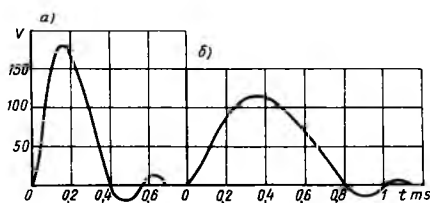


Рис. 1. Формы электрических импульсов при ударе бойка о бетон
а — прочность бетона 25 МПа; б — то же 10 МПа

амплитуда электрического импульса в 1,5 раза больше, а длительность практически в 2 раза меньше, чем при ударе о бетон прочностью 10 МПа. Эти данные получены при использовании пьезоэлектрического преобразователя, демпфированного специальным устройством при энергии удара 0,2 Дж. Количественно форму сигнала можно оценить различными методами. Наиболее простым является использование интегрального генератора, который запускается при достижении переднего фронта обрабатываемого сигнала определенного порогового значения и вырабатывает электрические импульсы, количество которых прямо пропорционально амплитуде и обратно пропорционально длительности электрического сигнала. Количество этих сигналов является косвенной характеристикой для определения прочности бетона по предложенному методу. Специальное механическое и электрическое демпфирование преобразователя позволило привести в соответствие коэффициент преобразования и количество импульсов, вырабатываемых интегральным генератором. Данная зависимость в пределах точности измерения получилась практически линейной. Экспериментальные исследования показали, что предложенная косвенная характеристика хорошо коррелируется с прочностью бетона и мало зависит от его состава, практически не влияет на эту зависимость и вид крупного заполнителя, если в его качестве используют керамзит или известняк. Однако применение гранитного заполнителя, особенно при повышенной прочности бетона (30... 50 МПа), вносит изменение в данную зависимость, что учитывается дополнительным электрическим демпфированием.

Предложенная методика реализована в приборе для опреде-

Рис. 2. Конструкция прибора ИП-1

1 — ручка; 2 — спусковой крючок; 3 — фиксатор; 4 — ствол; 5 — ударник; 6 — рычаг; 7 — пружина; 8 — микровыключатель; 9 — выключатель; 10 — гайка; 11 — индикатор; 12 — крышка; 13 — схема

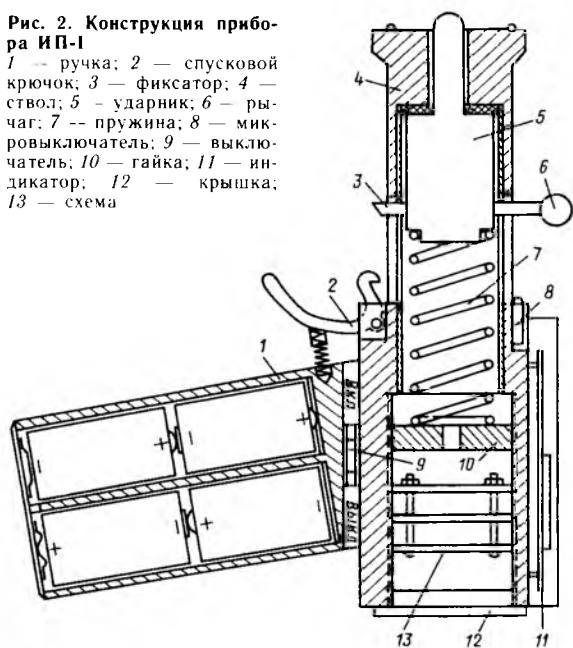
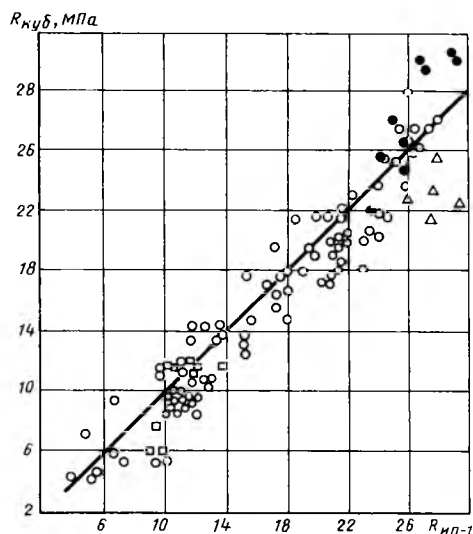


Рис. 3. Результаты одновременных испытаний кубов с ребром 100 мм прибором ИП-1 и на прессе

○ — пропаренный бетон; □ — керамзитобетон; ● — бетон, твердевший 28 сут.; △ — жесткая смесь



ления прочности бетона ИП-1. Прибор имеет форму пистолета и состоит из ствола, внутри которого свободно перемещается ударник с рычагом и фиксатором (рис. 2). В корпус ударника установлен электромеханический преобразователь с демпфером. Ударник поджат пружиной, усилие сжатия регулируется гайкой. Задняя часть ствола закрыта крышкой. В ручку прибора установлены четыре элемента питания А343. Демпфирование и обработка электрического сигнала осуществляются схемой, а результаты измерения отображаются индикатором.

Прибор ИП-1 работает следующим образом. Выключатель включает питание, при этом загорается индикатор. С помощью рычага сжимается пружина, и в это время микровыключатель устанавливает показания индикатора на нуль. Далее прибор прикладывают к исследуемому объекту и, нажимая на спусковой крючок, производят удар бойка о поверхность бетона. Прочность регистрируется индикатором. Если бетон старый или имеет большую шероховатость, место контроля предварительно зачищают. На одно измерение с учетом записи результатов в журнал требуется не более 5 с. Такой производительности не имеет ни один из известных приборов.

Для повышения надежности результатов за единичный показатель прочности принимается усредненное значение из пяти показателей, при этом выброс в боль-

шую или меньшую стороны не учитывают, это значит, что боек ударился в щебень или раковину.

Тарировку прибора производят одновременными испытаниями девяти кубов прибором ИП-1 и на прессе. При этом три куба должны иметь минимальную, три — среднюю и три — максимальную прочность. Подстройку прибора производят потенциометром, установленным на плате с переключателем для дополнительного электрического демпфирования при использовании гранитного щебня. Тарировку прибора рекомендуется проводить не реже одного раза в квартал. Одновременно эта же тарировка учитывает старение пружины. Поскольку масса бойка мала по сравнению с усилием пружины, то разница в показаниях при положении прибора вертикально вниз, горизонтально или вертикально вверх незначительна и входит в точность измерения.

Изменение положения прибора можно учесть введением коэффициента или установкой дополнительного переключателя.

Влияние влажности, температуры, а также степени карбонизации бетона на точность измерения прибора ИП-1 в настоящее время изучается.

На рис. 3 приведены результаты одновременных испытаний кубов с ребром 100 мм, изготовленных из различных бетонов, прибором ИП-1 и на прессе. Испытания производили на одном из заводов Самары. Обработка результа-

тов показывает, что даже при таком изменении состава бетона среднее квадратичное отклонение от фактической прочности и коэффициент эффективности, определенные по ГОСТ 21217, соответственно равны 12,4 и 5,7 %. При использовании прибора для конкретных технологий точность измерения значительно повышается.

Результаты эксплуатации опытно-промышленной партии приборов ИП-1 в течение 2 лет в различных регионах страны показывают, что он является надежным средством для оперативного контроля прочности бетона, как на заводах ЖБИ, так и на строительных объектах, особенно при монолитном домостроении. В приборах первого выпуска использовали люминисцентные индикаторы, что приводило к большому потреблению питания (комплекта батареек хватало только на 2 мес). В современных приборах используют индикаторы на жидких кристаллах, что позволило увеличить срок службы батареек до 8 мес.

Область применения предложенного метода и прибора ИП-1 не ограничивается измерением прочности бетона. С помощью аналогичного прибора можно определять прочность камня, породу и твердость древесины, оценивать качество древесно-стружечных плит и других композитных материалов. Его можно эффективно использовать и при дефектоскопии, например, для определения расслаивания между облицовоч-

ным стальным листом и бетоном в АЭС. Исследуется возможность определения твердости некоторых материалов.

В настоящее время на научно-производственном предприятии

«Тензор» Самарского архитектурно-строительного института организовано опытное производство приборов ИП-1 и ведется разработка новых с использованием рассматриваемого метода.

С вопросами можно обращаться по адресу: 443001 Самара, ул. Молодогвардейская, д. 194, СамАСИ.

УДК 691.327:539.4

М. М. ХОЛМЯНСКИЙ, д-р техн. наук (ВНИИЖелезобетон); Е. А. КОГАН, канд. физ.-мат. наук (МАМИ)

Определение твердости мелкозернистого бетона

На основе известных представлений о структуре бетона, особенностях его механического сопротивления [1, 2], а также опытных данных определена зависимость твердости бетона от диаметра индентора и испытательной нагрузки, показана возможность оценки по данным обычных испытаний микро- и макротвердости. Проанализировано влияние различных методических и технологических факторов при испытаниях на твердость.

Известно, что испытания на твердость достаточно просты, производительны и позволяют получить полную информацию о структуре материала. Современное состояние испытаний в области твердости металлов отражено в источнике [3]. Для однородных материалов твердость имеет физический смысл среднего давления на контактной поверхности (напряжений смятия) и становится константой материала, если при испытаниях соблюдается закон механического подобия Кирпичева—Кика.

При испытаниях бетонов индентором обычно служит стальной шарик. О твердости при этом судят по диаметру d отпечатка, который зависит от диаметра индентора D и испытательной нагрузки P . В первом приближении

$$\frac{d}{D} = A \left(\frac{P}{HD^2} \right)^\alpha, \quad (1)$$

где H — твердость; A , α — безразмерные константы.

При $\alpha = 0,5$

$$H = A_1 \sigma_{см}, \quad (2)$$

где A_1 — безразмерная константа, $\sigma_{см}$ — напряжения смятия при вдавливании шарика.

При практической реализации метода испытаний на твердость необходимо определить такие области изменения D и P , при которых отпечаток не окажется слишком слабым, либо, наоборот, не произойдет значительное макроразрушение образца. Для материалов с зернистой микроструктурой типа металлов существование таких областей, в которых твердость слабо зависит от D и P , достаточно очевидно. Так, для стали при средних размерах зерен порядка десятков микрон и D порядка сантиметров твердость H всегда характеризует сопротивление большой совокупности зерен, т. е. сопротивление макроструктуры, которое обозначим через H_2 . При измерениях микротвердости H_1 (обычно алмазной пирамидой с размером основания $0,2 \times 0,2$ мм) размер индентора оказывается близким к размерам зерен и оценивается сопротивлением отдельных зерен, т. е. сопротивлением микроструктуры. Таким образом, H_1 и H_2 являются константами материала и характеризуют особенности его сопротивления на уровне макро- и микроструктуры.

При определении твердости такого неоднородного материала, как бетон, необходимо учитывать его своеобразное псевдозернистое строение [1, 2]. Разделение бетона на зерна происходит из-за наличия в нем развитой системы дефектов в виде трещин, капилляров, нарушений сплошности на контакте цементного камня с наполнителем и т. д. При этом размеры первичных структурных эле-

ментов бетона (зерен) a_{gr} примерно в 100...300 раз больше, чем у стали, и сравнимы с размерами индентора.

Для получения достаточно четких отпечатков и для того, чтобы не произошло макроразрушение образца, размеры индентора D приходится ограничивать в диапазоне 2...30 мм, однако они сравнимы с a_{gr} . Поэтому твердость бетона H характеризует сопротивление совокупности относительно малого количества зерен и существенно зависит от D . Влияние P при этом, как показывают опытные данные, относительно невелико.

Из-за наличия дефектов твердость H в указанной зоне должна быть существенно меньше H_1 , и больше H_2 . Качественная зависимость H от характерного размера площадки смятия (или от диаметра индентора D) представлена на рис. 1. Она несколько отличается от предложенного в источниках [4, 5] закона масштабного фактора, где с увеличением размеров тела происходит сопровождающийся снижением прочности переход от идеальной пластичности, при которой размеры тела не оказывают влияния на предельные напряжения, к хрупкости, и при дальнейшем увеличении размеров тела номинальные предельные напряжения неограниченно убывают по гиперболическому закону. Отметим, что на отклонение опытных данных от основной зависимости обращено также внимание в источнике [6].

Для выбора размеров индентора, диапазона изменения испытательной нагрузки и оценки возможности прогнозирования H_1 и H_2

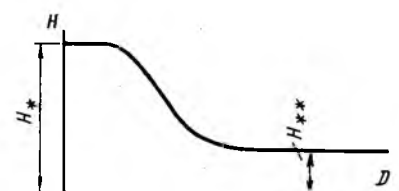


Рис. 1. Зависимость твердости от диаметра индентора

Таблица 1

D, мм	В/Ц=0,28			В/Ц=0,45			В/Ц=0,63		
	P, кН	d, мм	$\sigma_{сж}$, МПа	P, кН	d, мм	$\sigma_{сж}$, МПа	P, кН	d, мм	$\sigma_{сж}$, МПа
2,5	0,3	1,00	382	0,4	1,00	446	0,4	1,16	331
	0,4	1,04	471	0,7	1,54	376	0,7	1,60	348
	0,7	1,31	519	1,4	2,05	424	1,4	2,19	372
3,2	0,4	1,10	368	0,2	0,91	307	0,2	1,10	210
	0,7	1,50	396	0,7	1,45	424	0,4	1,30	264
	1,4	2,00	446	1,4	2,00	446	0,7	1,67	320
6,0	0,8	1,60	396	0,35	1,5	198	0,5	1,52	275
	1,6	2,55	313	1,40	2,1	104	1,0	2,13	280
8,0	1,0	2,45	212	1,00	2,00	318	0,6	2,00	115
	2,0	3,00	283	2,0	2,90	303	1,2	2,75	202
	4,0	3,70	372	5,0	4,82	274	3,0	4,48	181
12,2	1,2	2,50	244	1,4	2,67	250	0,5	1,78	202
	2,4	3,70	223	2,8	3,55	283	1,0	2,41	219
	4,8	4,60	289	7,0	5,97	250	2,0	3,83	174
20,0	2,8	4,25	197	1,8	3,44	194	1,1	3,15	180
	5,6	5,16	268	3,6	4,42	235	2,8	4,93	147
28,5	11,2	7,50	254	9,0	7,10	227	7,0	7,58	155
	1,6	3,00	226	2,0	3,40	220	1,6	3,46	171
	12,8	7,90	261	10,0	7,02	258	8,0	7,54	179

были проведены опыты с мелкозернистыми бетонами, в которых варьировали В/Ц, D и P. При этом оценивали влияние места расположения отпечатка и качества поверхности. Результаты опытов для различных В/Ц приведены в табл. 1.

Характерные графики зависимости диаметра отпечатка от нагрузки в логарифмическом масштабе показаны на рис. 2. Их прямолинейность подтверждает применимость выражения (1) к бетону. Поскольку $\alpha \approx 0,5$, то оказалось пригодно также выражение (2). Так как постоянные A и A₁ от D не зависят, можно принять A₁ = 1, то есть отождествлять твердость с напряжениями смятия.

По опытным данным, для различных D найдены пределы изменения испытательной нагрузки, при которых она не влияет на H. Для бетонов разной прочности эти пределы различны. Однако можно получить единую область допустимых изменений P, если перейти от P(D) к обобщенной зависимости $d/D = f(D)$. Область допустимых значений d/D показана на рис. 3. Для каждого D, зная допустимые пределы изменения d, можно определить пределы изменения нагрузки P, проводя опыты или используя имеющиеся для данного бетона экспериментальные данные.

Влияние структуры бетона и возможность прогнозирования характеристик микро- и макротвердости бетона H₁ и H₂ можно оценить эмпирической формулой

$$H = H_2 + \frac{H_1 - H_2}{1 + \lambda_1 \frac{D}{a_{gr}}} \quad (3)$$

или приближенно

$$H \approx H_2 + \frac{H_1 - H_2}{1 + \lambda_2 \frac{D}{\rho}} \quad (4)$$

где λ_1 , λ_2 , a_{gr} — структурные характеристики материала; $\rho = 7,25$ см [2].

Как видно из зависимости (4), при больших D $H \approx H_2$, при малых D $H \approx H_1$. Разность H₁ — H₂ характеризует связность зерен. Результаты обработки опытных данных по приближенной формуле (4) приведены в табл. 2 и на рис. 4. Параметр $\lambda_2 \approx 18$ не зависит от В/Ц. С увеличением В/Ц снижается твердость зерен H и твердость большей совокупности зерен H₂.

Из полученных зависимостей H(D) (см. рис. 4) следует, что $H \approx H_1$ при D $\approx 0,2 \dots 0,4$ мм; $H \approx H_2$ при D > 10 см.

Дисперсионный анализ результатов испытаний показал, что различие твердости H, замеренных на одном образце и в соответствующих точках на нескольких различных образцах-близнецах, статистически незначимо. Измерения H на боковых гранях образцов в точках, находящихся на одинаковом расстоянии от внешней (свободной при формовании) поверхности образца, дают близкие результаты. По мере удаления от внешней поверхности образца H возрастает. Влияние поверхностного слоя несущественно.

Испытания образцов мелкозернистого бетона, для которых в широком диапазоне варьировали В/Ц, расход воды на 1 м³, крупность песка, длительность предварительного выдерживания и изотермической стадии, скорость подъема температуры, условия твердения,

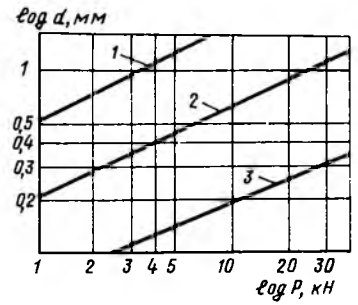


Рис. 2. Зависимость диаметра отпечатка от нагрузки
1 — D=2,5 мм, В/Ц=0,35; 2 — D=8 мм; В/Ц=0,35; 3 — D=6 мм, В/Ц=0,45

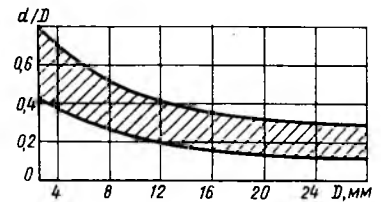


Рис. 3. Область допустимых значений отпечатка

Таблица 2

В/Ц	R, МПа	R _{pp} , МПа	H ₁ , МПа	H ₂ , МПа
0,25	47,5	3,4	580	170
0,45	37,5	2,5	500	100
0,63	22,4	1,6	366	80

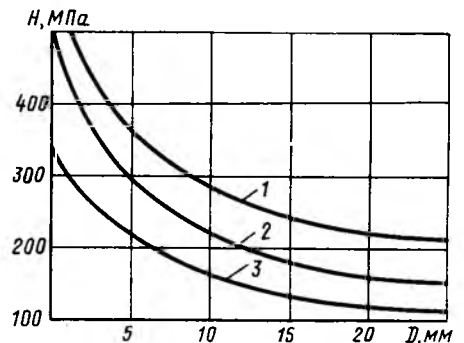


Рис. 4. Зависимость твердости H в переходной зоне от диаметра индентора при В/Ц=0,28 (1), 0,45 (2) и 0,63 (3)

вид цемента позволили установить тесную корреляцию между характеристиками прочности бетона на сжатие и на растяжение при раскалывании и твердостью $R = f(H, R_{pp})$. Это позволяет в некоторых случаях прогнозировать с достаточной надежностью прочность на сжатие по результатам испытаний на раскалывание и дополнительные измерения твердости.

1. Холмянский М. М. Характеристика бетона как конструкционного материала. — М.: Стройиздат, 1979. — Вып. 23. — С. 183—200.
2. Алиев Ш. А., Коган Е. А., Холмянский М. М. Прочность бетона как статически неоднородного неслоистого материала. — Баку: Азерб. политехн. ин-т. — 1989. — 176 с.
3. Григорович В. К. Твердость и микротвердость металлов. — М.: Наука, 1976. — 229 с.
4. Bazant Z. Instability, ductility and size effect in strain-softening concrete // Journal of engineering mechanics division. — 1978. — V. 102. — P. 331—344.
5. Bazant Z. Mechanics of distributed cracking // Applied mechanics reviews. — 1986. — V. 39. — № 5. — P. 675—705.
6. Lin—Keun Kim, Seok—Hong EO. Size effect in concrete specimens with dissimilar initial cracks // Magazine of concrete research. — 1990. — V. 42. — № 157. — P. 41—57.

Строительное производство

УДК 624.92:666.97.033.16

А. А. АФАНАСЬЕВ, д-р техн. наук, С. Г. АРУТЮНОВ, канд. техн. нау
С. И. МАТРЕНИНСКИЙ, инж., С. Л. ШАРИПОВ, инж. (МИСИ)

Вибраторы для монолитного домостроения

Доминирующим способом уплотнения бетонных смесей в монолитном домостроении является внутреннее вибрирование. Конструкции используемых при этом глубинных вибраторов разрабатывали на основе принципа механизма для вибрирования, что создает такие технологические проблемы, как ограниченную по материалам область применения; низкокачественное уплотнение, сопровождающееся возникновением неоднородностей и расслоением участков смеси и т. п. Серьезная проблема заключена и в том, что глубинные вибраторы проектируют исходя из условия работы в массиве, в то время как на практике уплотнение производится в ограниченном пространстве; определяемом габаритами конструкции.

Анализ результатов исследований в области глубинного уплотнения и всей совокупности технологических недостатков вибраторов свидетельствует о невозможности решения проблемы путем совершенствования существующих механизмов, в частности на основе повышения или понижения частот воздействия. Назрела необходимость перехода к концепции создания вибраторов для уплотнения строительных смесей при возведении конструкций, т. е. целенаправленного конструирования механизмов, обеспечивающих рациональное получение высококачественной конечной продукции.

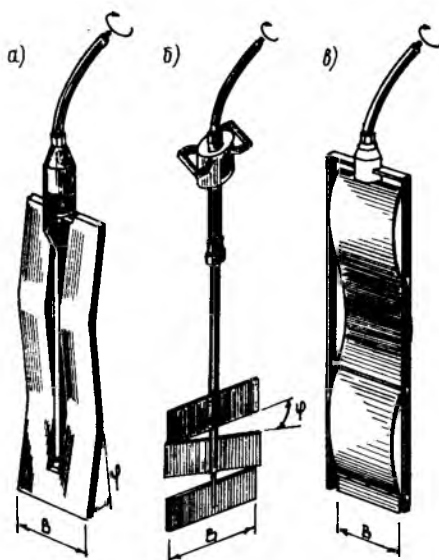


Рис. 1. Конструкции импульсно-волновых вибраторов
а — с единой резинометаллической лопастью; б — из отдельных лопастей; в — пластинчатый

Конструирование вибраторов базируется на гипотетических предположениях и результатах дальнейших экспериментальных проверок. В числе существующих рабочих гипотез особое внимание стала привлекать идея уплотнения на основе создания в среде деформаций сдвига, получившая название импульсного способа уплотнения. Суть метода состоит в сообщении смеси сдвинутых по фазе друг относительно друга низкокачественных

силовых импульсов [1]. Опыт применения оборудования, основанного на этом принципе (серийное производство осуществляется фирмой «Partek», Финляндия, у нас — опытные образцы) свидетельствует о возможности использования смесей различных составов и удобоукладываемости, повышении однородности материала и качества строительных конструкций.

В МИСИ проведены комплексные исследования импульсного метода уплотнения, включая и его вариации для глубинного уплотнения. Полученные результаты положены в основу конструкций импульсно-волновых вибраторов [2]. Дальнейшие исследования позволили усовершенствовать лопастные уплотнители, а также разработать новые вибраторы.

Усовершенствованный лопастный глубинный вибратор оборудуется единой резинометаллической лопастью, армирование которой носит локальный характер (рис. 1, а). Кинематическая схема модернизированного уплотнителя совпадает с прототипом за исключением системы соединения излучателей — в новом механизме пластины соединены упругими связями. Это приводит к изменению амплитуды горизонтальных колебаний и позволяет при соответствующем подборе состава резины лопасти (модуль упругости при 30 % удлинении должен составлять 3,4...5 МПа) перевести вибратор на автоматическое изменение режима уплотнения в зависимости от подвижности смеси.

Лопастной вибратор новой конструктивной схемы (рис. 1, б) состоит из отдельных невзаимосвязанных лопастей, установленных на коаксиально расположенных

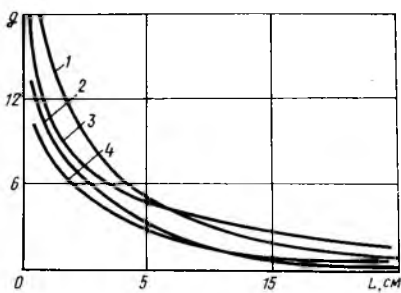


Рис. 2. Изменение суммарных ускорений в зависимости от частоты воздействия и расстояния до излучателей
 1 — лопастной вибратор с амплитудой колебаний лопастей 6°; 2 — то же с амплитудой 4°; 3 — вибратор с пластинчатым излучателем при амплитуде (стрела изгиба) 12 мм; 4 — то же с амплитудой 6 мм

приводных валах. Вибратор оснащен удлинительной штангой, в верхней части которой смонтирован возбудитель колебаний кинематического типа. При работе возбудителя лопасти совершают горизонтальные угловые колебания относительно вертикальных осей, совпадающих с осью приводных валов. Колебания смежных лопастей производятся в противофазе.

Испытания новых лопастных вибраторов проводили в массиве и в ограниченном пространстве. В процессе бетонирования применяли смеси на плотных заполнителях с $O. K. = 1...14$ см и жесткостью до 30 с. Частоту воздействия варьировали в диапазоне 10...40 Гц. Амплитуда угловых колебаний изменялась дискретно в пределах 0,5...10° с шагом 0,5°.

Взаимодействуя с бетонной смесью, вибраторы сообщают смежным слоям среды горизонтальные силовые импульсы в противофазе, в результате чего возбуждаются сложные режимы движения составляющих, носящие турбулентный характер. При этом перемещения зерен заполнителя носят характер как вертикальных, так и горизонтальных колебаний. Изменения суммарных ускорений в зависимости от частоты воздействия и расстояния до излучателей приведены на рис. 2.

Эксперименты показали, что область рациональных частот воздействия располагается в диапазоне 25...35 Гц, а угловых амплитуд — 5,5...6°. С увеличением амплитуды колебаний до 7,5° и более работа вибратора сопровождается отрывом излучателя от среды, вследствие чего наблюдается процесс воздухововлечения. Геометрические параметры зоны действия вибратора, прежде всего дальность действия, помимо амплитуд-

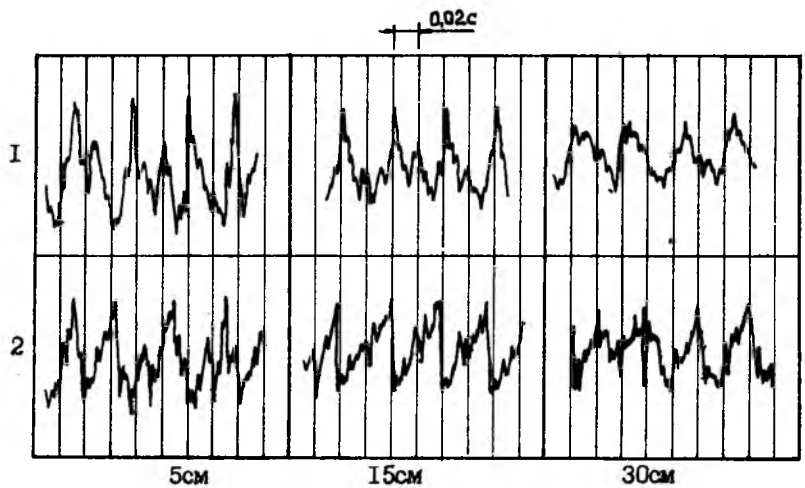


Рис. 3. Осциллограммы динамического давления в смеси на различных расстояниях от излучателя
 1 — лопастной вибратор; 2 — вибратор с пластинчатым излучателем

но-частотных характеристик режима определяются размерами излучателей, в частности, шириной (B) пластины, и в области рациональных режимов дальность действия составляет 1,5...2 В. По мере уменьшения размеров пластин усиливаются эффекты турбулизации смеси, но снижается дальность действия. С учетом геометрических размеров и конструктивных решений большинства строительных конструкций, применяемых в монолитном домостроении, ширина излучателей должна составлять 280...360 мм.

Совокупность турбулентных режимов движения и больших (5...20 мм) перемещений составляющих обеспечивает быстрый (1...7 с) перевод смеси в состояние течения, упрощение процесса формообразования, достижение высокой однородности уплотнения и качества бетонированных конструкций. Оценка однородности экспериментальных образцов железобетонных изделий показала, что коэффициент вариации скорости распространения ультразвука составляет 0,7...3%. Поверхности образцов соответствовали требованиям категорий качества АО-А1 по ГОСТ 13015.0, имея показатель поверхностной пористости менее 0,02%.

Испытывали также пластинчатые вибраторы, режим работы которых приближается к ударно-вибрационному. Рабочий орган вибратора выполнен в виде пластины из пружинной стали толщиной 0,5...1,5 мм, шарнирно закрепленной в нижней части рамы и оборудованной промежуточными скользящими опорами (рис. 1, в). К верхней части пластины присоединен возбудитель колебаний, воздействие которого на излу-

тель периодически превышает критическую силу, вызывая изгибные колебания пластины.

Пластинчатый вибратор возбуждает в смеси поличастотные колебания, содержащие как низкочастотные, близкие к ударным, импульсы, так и высокочастотные — вибрационные, о чем свидетельствуют осциллограммы динамического давления (рис. 3). Спектральный анализ позволяет установить наличие в среде колебаний с частотой до 10 кГц. Скорость распространения колебаний составила 35...50 м/с.

Оптимизация режимов воздействия пластинчатых вибраторов для подвижных и литых бетонных смесей на плотных заполнителях позволяет рекомендовать уплотнение с частотой в диапазоне 20...30 Гц при амплитуде изгибных колебаний излучателя 10...15 мм.

Оценка эргономических параметров лопастных и пластинчатых вибраторов показала, что по сравнению с серийными глубинными вибраторами ИВ-47 новые уплотнители в зависимости от исполнения и типа имеют массу, сниженную на 12...57%, уровни вибрации на 40...65%. Уровень шума при работе импульсно-волновых вибраторов не превышает 67 дБ.

Разработанные глубинные вибраторы можно применять для уплотнения бетонных смесей различной подвижности при возведении строительных конструкций, включая густоармированные и тонкостенные элементы. Вибраторы обеспечивают однородное уплотнение, снижают затраты на окончательную доводку строительных конструкций, улучшают санитарно-гигиенические условия труда рабочих.

Заводское производство

УДК 691.327:666.9—128

В. Н. ЛЕМЕХОВ, канд. техн. наук, А. М. КАДИЛАЕВ, инж. (УкрНИИГим);
В. И. ГАЦЕНКО, инж. (Пинский комбинат строительных изделий)

Эффективная технология мелкозернистых бетонов

В настоящее время активно внедряется интенсивная раздельная технология (ИРТ) приготовления бетонных смесей [1]. Особенности ИРТ основаны, в первую очередь, на применении быстроходных машин турбулентного перемешивания (смесители-активаторы СА 400/500, СА 600/800). Перспективность применения ИРТ подтверждается опытом работы различных зарубежных фирм Японии, Германии [2].

Задачи ИРТ сводятся, в основном, к предварительной интенсивной механической обработке компонентов бетонной смеси или смеси тонкодисперсных составляющих с водой и последующему смешиванию всех составляющих в низкооборотных смесителях. Это позволяет обогатить и активировать заполнители, повысить активность цемента, однородность растворной части и бетона и за счет этого улучшить его физико-механические свойства при одновременном сокращении удельного расхода цемента.

В УкрНИИГиме разработана и внедрена в производство эффективная технология мелкозернистых бетонов на основе использования активированных сухих мелкозернистых цементно-песчаных бетонных смесей (АСМБС), приготовленных в противоточном струйном смесителе-активаторе (ПССА), разработанном на базе струйной мельницы. Принцип действия такого смесителя основан на использовании энергии струи сжатого воздуха, посредством которого твердые частицы материала направленно разгоняются и затем соударяются при больших скоростях. Выбор данного направления обусловлен тем, что струйный смеситель конструк-

ции А. Р. Машина из-за недостатков, связанных с повышенным расходом энергии и сравнительно быстрым износом рабочих узлов, не нашел применения на практике. В отличие от него ПССА имеет два стационарных сопла, встречно установленных на одной оси, которые посредством разгонных труб обеспечивают высокоскоростной разгон частиц исходных материалов (до 150...200 м/с), их соударение в смесительной камере и последующее пневмотранспортирование смеси в склад готовой продукции через циклоны-осадители и фильтры при сбросе отработанного воздуха в атмосферу. Кроме того, ПССА не имеет вращающихся деталей, что уменьшает абразивный износ рабочих узлов. Уровень шума при работе значительно ниже санитарных норм [3].

Принцип высокоскоростной ударной активации, заложенный в ПССА, обеспечивает интенсивное равномерное перемешивание частиц исходных материалов во взвешенном состоянии, активацию це-

мента, обогащение заполнителей по форме зерен, очистку их поверхности от окисных и глинистых пленок и частичное измельчение с переводом зерен слабых пород в категорию микрозаполнителя.

Для исследования физико-механических свойств мелкозернистого бетона, приготовленного на АСМБС, была создана экспериментальная установка ПССА производительностью около 3 т/ч. В качестве энергоносителя использовали сжатый воздух при давлении 0,5...0,6 МПа. Основные параметры конструкции ПССА определены расчетом по методике для струйных мельниц. Принятые в наших исследованиях заполнители (табл. 1) представляют собой широко распространенные и применяемые в строительстве пески, а также типичные отсевы дробления горных пород на щебень, возможность использования которых в качестве мелких заполнителей в бетонах разгрузит территорию и улучшит экологическую обстановку. Этот материал не используют в качестве заполнителей для бетонов из-за несоответствия требованиям ГОСТ 10268 по содержанию зерен лещадной и игловатой формы (до 65 %) и частиц с крупностью менее 0,14 мм (до 15 %). В качестве вяжущего использовали портландцемент с минеральными добавками по ГОСТ 10178 марок ПЦ400 Д-20 и ПЦ500 Д-20 Каменец-Подольского, Здолбуновского, Амвросиевского и других заводов.

Таблица 1

Свойства	Песок			Отсев	
	речной днепровский	овражный просяновского карьера	овражный балабановского карьера	гранитный	песчаниковый
Модуль крупности	1,08	2,73	1,98	2,54	2,53
	1,52	2,98	2,34	3,05	2,89
Остаток на дне (частицы 0,14 мм)	22,0	8,3	0,7	18,4	20,7
	3,0	1,8	0,4	12,3	13,9
Насыпная плотность, кг/м ³	1645	1667	1784	1695	1678
	1605	1620	1720	1630	1616
Пустотность, %	36,0	34,4	31,4	37,1	37,9
	37,8	36,5	33,9	40,0	39,2
Удельная поверхность, м ² /кг	23,6	11,2	13,1	14,2	15,1
	15,9	7,3	9,2	10,8	12,7
Водопотребность, %	9,8	10,0	6,7	9,6	10,2
	9,9	10,8	7,1	11,5	12,25

Примечание. Над чертой — на активированном заполнителе, под чертой — на неактивированном.

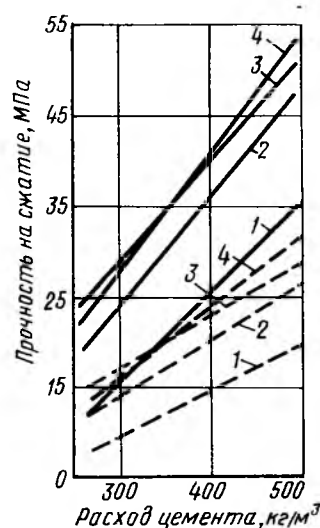
Анализ данных табл. 1 показывает, что модуль крупности активированных заполнителей по сравнению с исходным неактивированным уменьшается, удельная поверхность и средняя плотность увеличиваются за счет доизмельчения и изменения формы зерен и одновременно увеличивается количество пылевидной составляющей ($d < 0,14$ мм), которая в данном случае становится микрозаполнителем, уменьшающим межзерновую пустотность и водопотребность смеси с цементом.

Сравнительные исследования показали, что удельная поверхность по прибору ПСХ активированного цемента увеличивается на 23...25 %, остаток на сите 0,08 мм уменьшается на 20...22 %, активность, определяемая по стандартной методике, увеличивается на 18...20 %. Модификация заполнителя и активация вяжущего в ПССА происходят не раздельно, а одновременно при совместном взаимодействии, когда зерна заполнителя выполняют роль мелящих тел. Образование микрозаполнителя и его равномерное перемешивание с цементом в ПССА свидетельствуют о вероятности образования комбинированного двухкомпонентного вяжущего. Установлено, что в тонкодисперсной составляющей активированного заполнителя преимущественно находятся зерна с размером, близким к размеру зерен цемента. Так, остаток на сите 0,08 для активированного микрозаполнителя составил 26, а неактивированного — 55 %, удельная поверхность соответственно 2900...3000 и 2100...2300 см²/г. При этом содержание в песке мельчайших фракций размером 0,08 мм может не

увеличивать водопотребность бетонной смеси, а наоборот, за счет пластифицирующего действия уменьшать водосодержание на 1...2 %.

Для исследования свойств мелкозернистых бетонов с использованием АСМБС были приготовлены пробы с различным соотношением цемент — заполнитель, бетонные смеси с одинаковой консистенцией (распыл конуса 107...110 мм) и образцы бетона для испытаний (балочки размером 4×4×16 и кубики с ребром 7,07 см), которые пропаривали по режиму 2+3+9+2 ч при температуре прогрева 70 °С, а также выдерживали в камере влажного хранения. Одновременно изготавливали образцы из неактивированных материалов для испытаний и сравнительного анализа результатов. Данные табл. 2 показывают, что прирост прочности после пропаривания и естественного твердения бетона на активированных материалах по сравнению с неактивированным составил 40...66 % в зависимости от расхода цемента. Это связано с повышением активности цемента, его адгезионной способности к заполнителям за счет очистки их поверхности зерен от окисных и глинистых пленок, образования дополнительных свежезломанных активных поверхностей при частичном дроблении и с ионизацией за счет трибоэффекта [4].

Анализ экспериментальных зависимостей (см. рисунок) показывает, что на различного рода заполнителях прочность активированного бетона выше, чем неактивированного, для всех расходов цемента и всех видов применяемых заполнителей. По абсолютному значению прирост прочности бе-



Прочность на сжатие мелкозернистых бетонов на различных заполнителях в возрасте 28 сут

1...4 — соответственно на днепровском, просняновском песках, песчанниковом и гранитном отсевах; — — — — активированные; — — — — неактивированные

тона на мелком днепровском песке ниже, чем на крупных песках и на отсевах, что связано с размерами мелящих тел (зерен заполнителя). Приведенные данные свидетельствуют, что повышенное содержание частиц размером менее 0,14 мм не снижает качества бетона на активированных материалах, а наоборот, в результате достижения высокой однородности перемешивания этих частиц в ПССА с цементом становится преимуществом за счет использования комбинированного вяжущего (цемент плюс минеральный наполнитель) с пониженной водопотребностью.

Проведенные испытания показали, что характеристики средней плотности и пористой структуры активированного бетона лучше, чем неактивированного, водонепро-

Таблица 2

Расход материалов, кг/м ³		В/Ц	Распыл конуса, мм	Прочность в возрасте, сут			п. п., %	Комбинированное вяжущее (Ц+микрозаполнитель), кг
цемента	отсева			пропаривание		естественное твердение		
				1	28			
480	1520	0,50	32,5	6,9	54,4	10,2	48,3	768
		0,52	21,6	5,1	32,7	5,8	31,2	662
420	1580	0,51	26,4	5,3	42,8	7,8	38,1	702
		0,54	17,5	4,7	29,2	5,2	28,3	609
370	1630	0,58	22,6	3,7	37,0	7,0	36,5	679
		0,62	14,5	3,0	26,4	4,3	25,2	565
310	1690	0,68	16,2	3,1	29,6	6,3	28,8	631
		0,73	10,8	2,6	19,5	4,1	18,3	512
270	1730	0,72	11,5	2,8	22,5	6,1	20,0	598
		0,81	9,0	2,2	13,1	3,8	12,2	477

Примечания: 1. Над чертой — струйное перемешивание (активированные), под чертой — обычное (неактивированные). Перед чертой — прочность на сжатие, после черты — на изгиб. 2. п. п. — прирост прочности активированных бетонов в возрасте 28 сут естественного твердения

нищаемость повышается на 2...3 ступени и морозостойкость на 2...3 марки.

Разработаны технологическая схема, проект линии приготовления АСМБС и мелкозернистой бетонной смеси для изготовления тротуарных плит по ГОСТ 17608, которая построена на Пинском комбинате строительных изделий. В качестве заполнителей применяли гранитный отсев Томашгородского ДСЗ с $M_k=3,2$ и содержанием частиц менее 0,14 мм около 12%. Вяжущим служил портландцемент с минеральными добавками марки 500 Здолбуновского завода. При снижении расхода цемента на 100 кг/м³ качество бетона плит на АСМБС не уступает бетону плит, изготовленных по традиционной технологии и аттестованных на высшую категорию качества. И если водопоглощение бетона плит на природном песке составляет 5...6%, то с применением АСМБС на отсева — 2...3% при допустимых по стандарту на эти изделия 6%.

Таким образом, эффективность применения новой технологии при-

готовления мелкозернистых бетонов для производства плит состоит в применении небогатых отходов производства щебня из прочих горных пород (отсева), экономии цемента, в достижении высокого качества бетона при затратах около 200 м³ сжатого воздуха на приготовление 1 т активированной сухой цементно-песчаной смеси для мелкозернистого бетона.

Выводы

Применение противоточного струйного смесителя-активатора для приготовления активированных сухих мелкозернистых бетонных смесей расширяет возможности интенсивной раздельной технологии и позволяет получить такие положительные эффекты, как повышенная гомогенность смеси вяжущего и заполнителей; активация цемента за счет его частичного домола и трения при высокоскоростном соударении совместно с заполнителем; трибозффект; модификация заполнителей по зерновому составу, форме зерен, активности по-

верхности, увеличению количества пылевидной составляющей с низкой водопотребностью, являющейся микронаполнителем тонкодисперсной составной части бетона. Указанные и другие эффекты суммарно определяют повышение качества мелкозернистого бетона и возможность резкого сокращения удельного расхода цемента.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Соломатов В. И. Проблемы интенсивной раздельной технологии. — Бетон и железобетон. — 1989. — № 7. — С. 4.
2. Гусев Б. В., Королев К. М. и др. Эффективные технологии приготовления бетонной смеси за рубежом. — Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 43.
3. Ильин В. П., Лемехов В. Н., Кадилаев А. М. Мелкозернистые бетоны противоточного струйного приготовления // Сб. тр. — УкрНИИГиМ, 1987. — С. 15—18.
4. Кадилаев А. М., Лемехов В. Н., Ильин В. П. Влияние высокоскоростного перемешивания на свойства заполнителей и вяжущего. — Мелиорация и водное хозяйство // Сб. тр. — Вып. 72. — С. 25—30.

УДК 666.97.035.5

Н. Н. КУПРИЯНОВ, Т. Б. МИШИНА, кандидаты техн. наук, С. А. ДИКАНЬ, инж. (НИИЖБ)

Прогрев бетона в щелевых камерах продуктами сгорания природного газа

Наименее изученной областью в технологии прогрева бетонных изделий продуктами сгорания природного газа являются щелевые камеры, в которых традиционным паропрогревом обрабатывают около 10% общего количества сборного железобетона. Число конвейерных линий в производстве доходит до 500, причем многие из камер для выпуска тяжелого бетона оснащены теплогенераторами сухого прогрева.

При работе установок непрерывного действия необходимы оптимальный подбор параметров начального твердения бетона (времени предварительного выдерживания и скорости подъема температуры) и увязка их с технологическим ритмом движения конвейера. В щелевой (тоннельной) камере может размещаться 10...14

поддон-вагонеток, каждая из которых, проходя вместе с изделием через всю камеру, последовательно занимает в течение цикла ТО определенный пост-стоянку. Вагонетки движутся в камере с определенным ритмом $r = T/n$ (T — длительность оборота теплового агрегата; n — число постов-стоянок в камере).

Оптимальность режима прогрева в камерах непрерывного действия зависит от длительности цикла ТО, которая, в свою очередь, определяется ритмом перемещения вагонеток в камере. При расчете длительности цикла ТО необходимо учитывать номенклатуру изделий. Ее условно раскладывают на имеющееся число поддон-вагонеток и устанавливают годовое количество формовок поддон-вагонеток как отношение годового объема изделий $V_{год}$ к усредненному объему

бетона V_1 , размещаемого на одной вагонетке

$$p = \frac{V_{год}}{V_1} \quad (1)$$

Зная годовое рабочее время конвейера z , можно определить ритм движения конвейера

$$r = \frac{r}{p} = \frac{zV_1}{V_{год}} \quad (2)$$

Введя коэффициент $k = 1, 2, 3, \dots$, учитывающий количество используемых щелей на конвейере, и зная число вагонеток n , помещающихся в одной щелевой камере, находят расчетную продолжительность цикла T ТО изделий в установке непрерывного действия

$$T = k r n = k \frac{zV_1}{V_{год}} n \quad (3)$$

В этой формуле технологический параметр r необходимо увязывать с теоретически обоснованным временем предварительного выдерживания изделий перед ТО. Известно [1], что активный прогрев бетона следует начинать после достижения им критической прочности, при которой тепловое воздействие определенной интенсивности не вызывает нарушения его структуры.

В тех случаях, когда возникающие вследствие интенсивного теплового расширения газовой и жидкой фаз в неокрепшем бетоне напряжения превышают этот критический предел, развивается процесс образования макро- и микротрещин, приводящий к снижению физико-механических показателей бетона изделий.

При $k=1$ время предварительного выдерживания равно ритму толканий вагонеток, а при $k=2, 3, \dots$ оно сокращается пропорционально количеству обслуживающих конвейер камер. Следует также отметить, что предварительное выдерживание при конвейерной технологии изготовления изделий осуществляют непосредственно в самой камере, на первом посту при температуре выше цеховой.

Опыт работы многих заводов, использующих газовый теплоноситель (Криворожского, Львовского, Полтавского ДСК и др.), показывает, что длительность ТО изделий в щелевых камерах, оснащенных теплогенераторами ТОК-1А, не превышает среднестатистической оборачиваемости установок непрерывного действия, работающих на паре (20...22 ч). Это означает, что ритм толканий вагонеток в камеру при паро- и газовом прогреве одинаков. Тем не менее, среда продуктов сгорания природного газа существенно отличается от паровой и прежде всего низким коэффициентом теплообмена, обуславливающим замедленный прогрев изделий. Поэтому необходимо было изучить температурно-влажностные параметры среды продуктов сгорания природного газа в щелевых камерах и оптимизировать характеристики начальной стадии ТО (время предварительного выдерживания и скорость подъема температуры) с учетом ритма движения конвейера.

Производственные исследования среды прогрева в тепловых установках непрерывного действия на Львовском ДСК-2, Криворожском заводе КПД-2 и других предприятиях показали, что газовый теплоноситель в щелевых камерах дает крайне неравномерное температурное поле. В установившемся непрерывном режиме прогрева изделий температурное поле в камере стационарно, а характер его распределения в объеме установки зависит от схемы подключения теплогенераторов к камере и давления газа перед горелкой. При схеме подключения, реализованной на

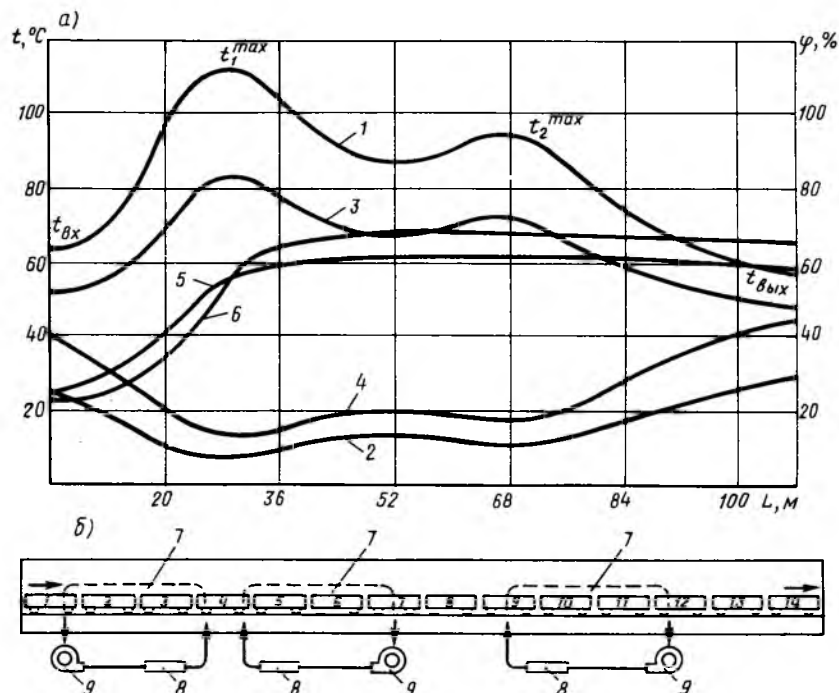


Рис. 1. Распределение температурно-влажностного поля среды продуктов сгорания природного газа в щелевой камере (а) и схема расположения теплогенераторов (б)

1, 2 — температурное поле при жестком режиме прогрева и соответствующая ему относительная влажность среды; 3, 4 — то же, при мягком режиме прогрева; 5, 6 — кинетика прогрева поверхности и центра бетонной панели при $\tau=0,86$ ч (цикл ТО=12 ч); 7 — кольца циркуляции продуктов сгорания природного газа теплогенераторов; 8 — теплогенератор ТОК-1А; 9 — циркуляционный вентилятор

Львовском ДСК-2 [2], в объеме щели предусмотрены три последовательно расположенные условно-замкнутые кольца циркуляции продуктов сгорания природного газа, а температурно-влажностные параметры среды по длине камеры изменяются, как показано на рис. 1.

Температурное поле среды продуктов сгорания природного газа устанавливается по длине щели по законам распространения тепловых волн от возмущающего источника (подающего патрубка теплогенератора). При слабом возмущении, когда теплогенераторы работают в мягком режиме, неоднородность температурного поля ниже. Чем выше уровень возмущения, т. е. выше температура входящих в камеру продуктов сгорания природного газа (при форсированных режимах работы генераторов), тем больше выражена неоднородность температурного поля среды. Зона подъема температуры занимает $0,25L$, зона изотермии — $0,35L$, зона остывания — $0,4L$ (L — длина щелевой камеры, равная 112 м). Характерными точками температурного поля по длине камеры являются температура напротив нагнетающих патрубков генераторов t_1^{max} и t_2^{max} , а также температуры у торцов камеры $t_{вх}$ и $t_{вых}$.

Произведенные в камере замеры температурно-влажностных параметров среды показали, что среда продуктов сгорания природного газа имеет низкое влагосодержание — $40...60$ г/м³, а относительная влажность в зоне изотермии не превышает 20%. Продукты сгорания природного газа находятся в камере не в чистом виде, а в смеси с воздухом, содержание которого характеризуется коэффициентом подсоса $\alpha = V_{в}/V_{пс}$ ($V_{в}$ — количество подсосанного воздуха в камеру; $V_{пс}$ — объем поступивших в нее продуктов сгорания).

Воздух в щелевые камеры поступает главным образом через неплотности в торцевых затворах, небольшое количество его привносится также через газовую горелку теплогенератора. Поскольку камеры на Львовском ДСК-2 оснащены теплогенераторами ТОК-1А, не имеющими системы доувлажнения продуктов сгорания природного газа, среда прогрева имеет естественную относительную влажность (см. рис. 1), которая при коэффициенте подсоса воздуха $\alpha=2...3,5$ связана с температурой обратно пропорциональной зависимостью

$$\varphi = \frac{667,4}{t_c - 33,8} \quad (4)$$

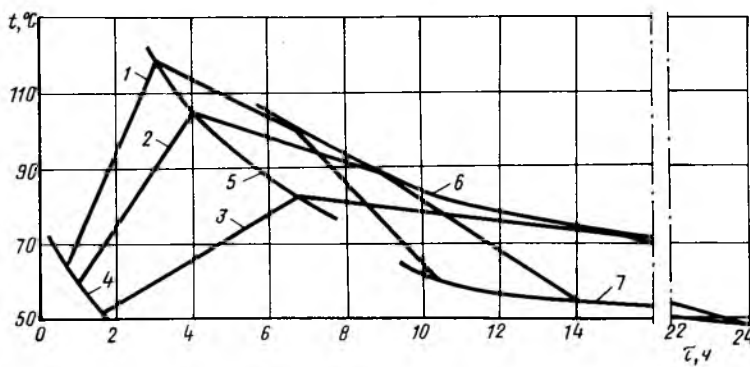


Рис. 2. Температурные режимы прогрева изделий при различных ритмах движения вагонеток
 1 — $r=0,75$ (цикл ТО 10,5); 2 — $r=1$ (цикл ТО 14); 3 — $r=1,7$ ч (цикл ТО 24 ч); 4 — $t_{вх} = 60r^{-0,28}$; 5 — $t_1^{max} = 105r^{-0,43}$; 6 — $t_2^{max} = 89r^{-0,39}$; 7 — $t_{вых} = 55r^{-0,23}$

Она для каждой конструкции камеры индивидуальна и зависит от габаритов установки (главным образом высоты щели), коэффициент загрузки камеры бетоном изделий, схемы подключения теплогенераторов к установке, коэффициента подсоса воздуха и определяется на основе непосредственных замеров t_c и φ , последующей математической обработкой данных и установлением корреляции между ними.

С целью экономного расходования газа температурно-влажностное поле среды поддувков сгорания природного газа в камере необходимо изменять в зависимости от скорости перемещения изделия в камере — чем дольше длится цикл ТО, тем мягче должны быть режимные параметры прогрева [3]. Эксперименты показали, что минимально необходимый уровень температурно-влажностного воздействия на бетон изменяется в зависимости от ритма перемещения вагонеток в камере по экспоненциальным законам:

$$\left. \begin{aligned} t_{вх} &= 60r^{-0,28}; \\ t_1^{max} &= 105r^{-0,43}; \\ t_2^{max} &= 89r^{-0,39}; \\ t_{вых} &= 55r^{-0,23}; \\ \varphi_{вх} &= 27r^{0,72}; \\ \varphi_1^{min} &= 9r^{0,65}; \\ \varphi_2^{min} &= 12r^{0,74}; \\ \varphi_{вых} &= 32r^{0,63}. \end{aligned} \right\} \begin{matrix} (5) \\ (6) \end{matrix}$$

Если упростить распределение температурных полей в виде прямых линий с изломами в характерных точках и изобразить процесс тепловой обработки в масштабе времени, то получим рис. 2, на котором наглядно прослеживается зависимость снижения средне-

температурного воздействия при изменении ритма работы конвейера.

В описанных режимах распалубочная прочность бетона изделий составляет через 0,5 ч после ТО 60...62 % марочной, а удельный расход природного газа — 32 $\text{нм}^3/\text{м}^3$.

В заводских экспериментах прогреву подвергали внутренние стеновые панели ВЛ-92 толщиной 160 мм, изготовленные из тяжелого бетона класса В20, $O. K. = 4$ см, $B/C = 0,44$. Вяжущее — портландцемент марки 400 Николаевского цементного завода с минеральными добавками III группы эффективности при пропаривании. В качестве крупного заполнителя использовали гранитный щебень фракции 5...20 мм, насыпной плотностью 1340 $\text{кг}/\text{м}^3$, мелким заполнителем служил песок природный с $M_k = 1,44$, насыпной плотностью 1380 $\text{кг}/\text{м}^3$.

Эксперименты показали, что при наибольшей скорости формовки, которой удалось достичь цикла, ТО составила 12 ч, ритм толканий $r = 0,86$ ч, а скорость изделий на посту с температурой 63 °C составила 19 °C/ч. Сам первый пост можно рассматривать как первую ступень подъема температуры, которая при этом, наиболее жестком режиме, составляет 50 °C/ч (20 °C — температура воздуха в цехе).

Оптимизацию параметров начальной стадии ТО проводили на основании методик, изложенных в источнике [4] в соответствии с кинетикой начального структурообразования мелкозернистых бетонов, являющихся аналогами растворяемых составляющих тяжелых бетонов классов В15, В22,5 и В30 на ПЦ марки 400 Балаклеевского и Николаевского цементных заво-

дов (группы активности при пропаривании I и III). Составы мелкозернистых бетонов подбирали из условий равных водоцементных и цементно-песчаных отношений, а также равной подвижности с соответствующими составами тяжелых бетонов, используемых на производстве. В качестве добавки использовался суперпластификатор С-3, массу которого дозировали для составов 1...4 в количестве 0,2; 0,4; 0,6; 0,8 % массы цемента, состав 5 — без добавки. Цементно-песчаное отношение для замесов 1, 2 составило 1:2,1; для замесов 3, 4 — 1:2,8; для замеса 5 — 1:2.

Для обоснованного назначения длительности предварительного выдерживания и скорости подъема температуры необходимо было получить данные об изменении во времени предельного сопротивления сдвигу, которые позволили бы количественно охарактеризовать структурные свойства бетона на ранних стадиях твердения.

Установлено [4], что требуемые значения предельного сопротивления сдвигу мелкозернистого бетона с воздухомсодержанием 1 % для обеспечения минимальной деструкции при скорости подъема температуры среды 20...30 °C/ч составляют для пропаривания 0,12...0,15 МПа. Как показали эксперименты прогрева бетона, продукты сгорания природного газа без доувлажнения, скорость подъема температуры среды для изделия, поступающего на первый пост, могут достигать до 30...50 °C/ч, а бетон на первом посту прогревается при этом со скоростью 3...6 °C/ч. Исходя из того, что воздухомсодержание тяжелого бетона обычно составляет 1...2 %, и учитывая армирующий эффект крупного заполнителя при расширении бетона в условиях действия температурного градиента, минимальную величину требуемого предельного сопротивления сдвигу аналога растворной составляющей тяжелого бетона приняли для газового прогрева 0,12 МПа.

Измерение параметров, необходимых для определения предельного сопротивления сдвигу, производили на автоматическом коническом пластометре КП-2. Пластометр позволяет измерять усилие, необходимое для погружения в тело с заданной скоростью конического индентора и устанавливать изменение этого усилия в результате релаксации возникших напряжений при остановке механизма передвижения индентора.

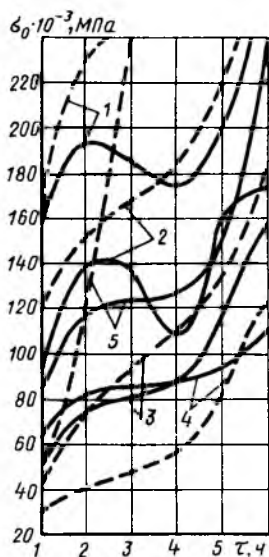


Рис. 3. Изменение предельного сопротивления сдвигу твердеющего бетона в зависимости от времени предварительного выдерживания

1...5 — номера составов; — — — — 20, — — — — 40 °С

Максимальная глубина погружения индентора с углом при вершине 30° составляла 24 мм, фиксированная скорость погружения — 1 мм/с. Предельное сопротивление сдвигу определяли в соответствии с записываемыми прибором пластограммами

$$\sigma_0 = \frac{k p_0}{h^2}, \quad (7)$$

где k — постоянный коэффициент для индентора с углом при вершине 30°; $k=1,11$; p_0 — отнормированное усилие; h — глубина погружения индентора.

Кинетика начального структурообразования бетонов на Николаевском цементе, используемом Львовским ДСК-2, при температуре 20 и 40 °С с В/Ц=0,4, дана на рис. 3. Введение в состав бетона суперпластификатора С-3 с целью снижения расхода цемента замедляет кинетику структурообразования по сравнению с бездобавочными составами, причем тем сильнее, чем больше С-3 в бетоне. Наибольшая интенсивность структурообразования у бетона без добавки и с добавкой С-3 в количестве 0,2 % массы цемента. Для составов, твердеющих при 20°, спустя 2 ч заметно снижение роста структурообразования и даже уменьшение прочности. При 40 °С структурооб-

разование идет значительно интенсивнее, однако для состава 3, который наиболее близок по растворной составляющей и дозировке добавки к производственному, достижение предельного сопротивления сдвигу 0,12 МПа происходит через 4...5 ч, не существенно сокращаясь при повышении температуры твердения.

Такая длительность предварительного выдерживания явно не укладывается в технологический ритм работы конвейера. При производительности конвейера 0,75...2 ваг/ч и времени формовки 1,5...0,5 ч ритм толканий вагонеток при работе конвейера на 1...4 камеры составляет 1,5...0,5; 3...1; 4,5...1,5 и 6...2 ч при соответствующей длительности цикла ТО 21...7; 42...14; 4,5...1,5 и 6...2 ч.

Достичь требуемой длительности предварительного выдерживания на первом посту щелевой камеры можно лишь при работе конвейера на три камеры. Однако длительность цикла ТО при этом неоправданно возрастает вместе с ростом числа металлоформ. Поэтому практически процесс ТО ведут на двух камерах, обслуживающих конвейер. При этом ритм перемещения вагонеток в каждой камере составляет примерно 2 ч и параметры теплоносителя:

$$t_{вх} = 60 \cdot 2^{-0,28} = 49;$$

$$t_1^{max} = 105 \cdot 2^{-0,43} = 78;$$

$$t_2^{max} = 89 \cdot 2^{-0,39} = 68;$$

$$t_{вых} = 55 \cdot 2^{-0,23} = 47 \text{ } ^\circ\text{C};$$

$$\varphi_{вх} = 27 \cdot 2^{0,72} = 44;$$

$$\varphi_1^{min} = 9 \cdot 2^{0,65} = 14;$$

$$\varphi_2^{min} = 12 \cdot 2^{0,74} = 20;$$

$$\varphi_{вых} = 32 \cdot 2^{0,63} = 49 \text{ } \%.$$

Таким образом, температура на первом посту камеры равна 49 °С, скорость подъема температуры среды при заходе вагонетки на первый пост 14,5 °С/ч, в дальнейшем она снижается до 3,2 °С/ч. Указанные скорости подъема температуры ниже допустимых, поэтому предельное напряжение сдвига, сдерживающее развитие напряжений в бетоне от расширения газовой составляющей, будет гораздо ниже 0,12 МПа.

В конвейерной технологии период предварительного выдерживания перед ТО изделия проходят непосредственно в тепловых агрегатах непрерывного действия на первом посту. Температурно-влажностные параметры среды на этом посту следует рассматривать как первую ступень воздействия тепловой нагрузки на твердеющий бетон.

Длительность нахождения изделий на первом посту равна среднему установившемуся ритму движения вагонеток в камере.

Скорость подъема температуры среды продуктов сгорания природного газа на первом посту может составлять 30...50 °С/ч, в зависимости от температуры воздуха в цехе и ритма движения вагонеток в камере. При таких жестких начальных режимах твердения необходимо время предварительного выдерживания, при котором гарантируется достижение бетоном необходимой структурной прочности, составляет в зависимости от состава бетона и вида вяжущего 3...6 ч, что не соответствует технологически обоснованным режимам работы камеры.

Достичь требуемого качества прогрева без снижения производительности конвейера возможно, включив в процесс ТО 2...3 щелевые камеры и снизив при этом уровень температурного воздействия на бетон по предложенным зависимостям.

Библиографический список

1. Малинина Л. А. Тепловлажностная обработка тяжелого бетона. — М.: Стройиздат, 1977. — 159 с.
2. Пособие по тепловой обработке железобетонных изделий продуктами сгорания природного газа (к СНиП 3.09.01—85). — М.: НИИЖБ, 1988. — 32 с.
3. Особенности температурно-влажностных режимов работы щелевых камер с газовым теплоносителем / М. Н. Чемерис, Н. Г. Чуприна, М. А. Коршунов, С. А. Дикань // Строительные материалы и конструкции. — 1992. — № 4. — С. 11—13.
4. Мишина Т. Б. Тепловая обработка мелкозернистого бетона: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — М., 1990. — 20 с.

Г. Н. ОКУНЕВ, канд. техн. наук (МИСИ)

Расчет стальных элементов с учетом неупругих свойств бетона

При выводе основных реологических уравнений рассматриваемых задач используют гипотетическое условие о пропорциональности ядер линейной и нелинейной ползучести бетона. Основное реологическое уравнение задачи запишем в форме [1, 2]:

$$\frac{\varepsilon(t)E(t)}{R_{np}(t)} = \eta(t) + \int_{\tau_1}^t \eta(\tau) \times K_{(t-\tau)} d\tau + \int_{\tau_1}^t \eta(\tau) \times f_1[\eta(\tau)] K_{n(t-\tau)} d\tau. \quad (1)$$

Переносим последний интегральный член в левую часть и рассматривая данное уравнение как линейное интегральное, запишем его решение через резольвенту $R_{(t-\tau)}$ ядра $K_{(t-\tau)}$

$$\eta(t) = \frac{\varepsilon(t)E(t)}{R_{np}(t)} - \int_{\tau_1}^t \left[\frac{\varepsilon(\tau)E(\tau)}{R_{np}(\tau)} - \int_{\tau_1}^{\tau} \eta(\tau) f_1[\eta(\tau)] \times K_{n(t-\tau)} d\tau \right] R_{(t-\tau)} d\tau. \quad (2)$$

После преобразований

$$\eta(t) = \eta_{l(t)} - \int_{\tau_1}^t \eta(\tau) \times f_1[\eta(\tau)] L_{(t-\tau)} d\tau, \quad (3)$$

где $\eta_{l(t)}$ — решение линейной части интегрального уравнения (1);

$$L_{t-\tau} = K_{n(t-\tau)} - \int_{\tau_1}^t \times R_{(t-\xi)} K_{n(\xi-\tau)} d\xi.$$

Из теории интегральных уравнений следует, что ядро и его резольвента связаны соотношением

$$K_{(t-\tau)} - R_{(t-\tau)} = \int_{\tau_1}^t R_{(t-\xi)} K_{n(\xi-\tau)} d\xi, \quad (4)$$

где $\tau \leq \xi \leq t$;
 $L_{(t-\tau)} = \beta_{(t-\tau)}$;
 β — коэффициент пропорциональности ядер линейной и нелинейной ползучести: $\beta = K_n/K$; $K_{(t-\tau)}$, $K_{n(t-\tau)}$ — ядро линейной и нелинейной ползучести бетона.

Тогда решение уравнения (1)

$$\eta(t) = \eta_{l(t)} - \beta \int_{\tau_1}^t \eta(\tau) \times f_1[\eta(\tau)] R_{(t-\tau)} d\tau. \quad (5)$$

Уравнение (5) далее решаем методом последовательного приближения, принимая в качестве первого приближения решение линейного интегрального уравнения [1]:

$$\eta(t) = \lim \eta_{n(t)} \text{ при } n \rightarrow \infty \text{ или } \eta_{n(t)} = \eta_{l(t)} - \beta \int_{\tau_1}^t \eta(\tau) \times f_1[\eta_{(n-1)}(\tau)] R_{(t-\tau)} d\tau. \quad (6)$$

При использовании условия о пропорциональности ядер получаем одно линейное интегральное уравнение с новым ядром $K_{l(t-\tau)}$, решение которого

$$\eta(t) = \frac{\varepsilon(t)E(t)}{R_{np}(t)} - \int_{\tau_1}^t \frac{\varepsilon(\tau)E(\tau)}{R_{np}(\tau)} R_{l(t-\tau)} d\tau. \quad (7)$$

Учитывая, что автор проводил исследования на действие длительных нагрузок железобетонных элементов из бетона зрелого возраста, в дальнейшем все необходимые уравнения приведены с учетом того, что $E(t) = E = \text{const}$; $R_{np}(t) = R = \text{const}$; $\eta(t) = \eta_0 = \text{const}$ (R_{np} — прочность образцов к моменту нагружения).

Запишем условие равновесия внешних и внутренних усилий для сечения железобетонного элемента, нагруженного постоянной сжимающей нагрузкой, справедливое для любого фиксированного момента времени t (рис. 1)

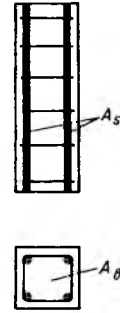


Рис. 1. Расчет сжатого железобетонного элемента

$$N = \sigma_{b(t)} A_b + \sigma_{s(t)} A_s. \quad (8)$$

С учетом условия совместности деформаций бетона и арматуры получаем окончательно нелинейное интегральное уравнение для рассматриваемого вида напряженного состояния

$$N_1 = N_{b(t)} + \int_{\tau_1}^t N_{b(\tau)} \times K_{(t-\tau)} d\tau + \int_{\tau_1}^t N_{b(\tau)} f \times \left[\frac{N_{b(\tau)}}{N_{np}} \right] K_{n(t-\tau)} d\tau, \quad (9)$$

где $N_1 = \frac{N}{A}$; $A = (v_b + \mu n)$; $\mu = \frac{A_s}{A_b}$;
 $n = \frac{E_s}{E_b}$; $v_{b(t)} = v_{b(\tau)} = v_b = \text{const}$.

Решение уравнения (9)

$$N_{nb(t)} = N_{lb(t)} - \int_{\tau_1}^t N_{(n-1)b(\tau)} \times f \left[\frac{N_{(n-1)b(\tau)}}{N_{np}} \right] L_{(t-\tau)} d\tau, \quad (10)$$

где $N_{lb(t)} = N_1 \left[1 - \int_{\tau_1}^t R_{(t-\tau)} d\tau \right]$.

С учетом условия о пропорциональности ядер уравнение (9) приводится к линейному интегральному уравнению с новым ядром

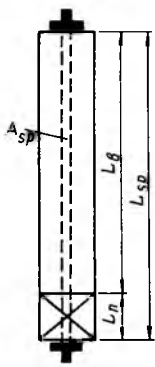


Рис. 2. Расчет сжатого элемента с преднапряженной арматурой

$$N_1 = N_{b(t)} + \int_{\tau_1}^t N_{b(\tau)} \times K_{1(t-\tau)} d\tau. \quad (11)$$

Рассмотрим центрально-сжатый преднапряженный элемент при отсутствии сцепления и разных длинах бетонной части и арматуры, вследствие наличия проставки (рис. 2). При таких условиях бетон и арматура деформируются по-разному, причем различие в деформациях тем больше, чем значительнее разница в длинах. Проставкой условно названы все промежуточные металлические элементы. Запишем далее уравнение совместности деформаций рассматриваемого элемента, справедливое для любого фиксированного момента времени t

$$\Delta l_{b(t)} + \Delta l_{sp(t)} + \Delta l_{n(t)} = \Delta_0, \quad (12)$$

где $\Delta l_{b(t)}$, $\Delta l_{sp(t)}$, $\Delta l_{n(t)}$ — абсолютные значения текущих (изменяющихся во времени) деформаций бетона, напрягаемой арматуры, материала проставки; Δ_0 — абсолютное удлинение напрягаемой арматуры, соответствующее контролируемому усилию $N_{0н}$.

Если принять соответствующие деформациям текущие усилия равными $N_{b(t)}$, $N_{sp(t)}$, $N_{n(t)}$, то из условия (12) с учетом выражения (1)

$$W_{01} = N_{b(t)} + \int_{\tau_1}^t N_{b(\tau)} \times K_{1(t-\tau)} d\tau + \int_{\tau_1}^t N_{b(\tau)} f \times K_{1n(t-\tau)} d\tau, \quad (13)$$

где

$$K_{1(t-\tau)} = \frac{A_1}{1+A} K_{(t-\tau)};$$

$$K_{1n(t-\tau)} = \frac{A_1}{1+A} K_{n(t-\tau)};$$

τ_1	$t-\tau$, сут	$N_{b(t)}^{exp. th}$, кН	$N_{1b(t)}$, кН	$N_{2b(t)}$, кН	$N_{3b(t)}$, кН
0,52	0	361,0	360,5	360,5	360,5
	5	334,0	338,7	333,2	335,1
	19	318,5	329,4	317,4	318,35
	52	302,7	313,55	296,6	298,0
	77	296,2	302,3	289,7	291,07
	130	286,1	279,8	285,3	287,0
0,50	0	366,5	363,0	363,0	363,0
	7	348,3	346,2	345,06	344,5
	13	343,9	345,2	341,28	339,14
	43	332,0	342,2	328,4	322,55
	55	329,1	341,2	325,8	318,97
	132	315,2	334,3	317,34	311,11

$$A = \frac{E_{sp}}{E_b} \frac{A_{sp}}{A_b} \frac{l_b}{l_{sp}} + \frac{E_{sp}}{E_n} \frac{A_{sp}}{A_n} \frac{l_n}{l_{sp}};$$

$$A_1 = \frac{E_s}{E_b} \frac{A_{sp}}{A_b} \frac{l_b}{l_{sp}};$$

$$W_{01} = \frac{[N_{01}]}{1+A};$$

N_{01} — усилие в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь; N_{np} — прочность бетона образцов-призм размером $10 \times 10 \times 100$ см в момент обжатия усилием напрягаемой арматуры.

Решение нелинейного уравнения (13), в частности линейной его части аналогично (9), в котором N_1 следует заменить на W_{01} . При использовании условия о пропорциональности ядер решение (14)

$$W_{01} = N_{b(t)} + \int_{\tau_1}^t N_{b(\tau)} \times K_{2(t-\tau)} d\tau, \quad (14)$$

где

$$K_{2(t-\tau)} = \frac{(1+a\beta)A_1}{1+A} K_{(t-\tau)}.$$

Далее производили проверку нелинейного интегрального уравнения (9) с приближенным решением его линейной части (см. $N_{1b(t)}$ в таблице), нелинейного интегрального уравнения (9) с точным решением его линейной части ($N_{2b(t)}$), линейного интегрального уравнения (14) при точном его решении с ядром, учитывающим одновременно линейные и нелинейные деформации ползучести в соответствии с условием о пропорциональности ядер ($N_{3b(t)}$). Там же приведены опытно-расчетные значения $N_{b(t)}^{exp}$.

Проверку уравнений с различными вариантами форм записи и их решений производили с учетом проведенных автором опытов для центрально сжатых преднапряженных элементов, для высыхающего и изолированного от влагопотерь бетона при различных уровнях загрузки в соответствии с источником [3]. Результаты сравнения опытных и расчетных данных приведены в таблице. Как видно из таблицы, опытные и расчетные данные удовлетворительно совпадают. Расчетные данные получены при показателе нелинейности бетона $m=2$. Исследование полученных решений интегральных уравнений показало, что условие пропорциональности ядер при достаточном для практических расчетов совпадении опытных и расчетных данных существенно снижает трудоемкость вычислений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Арутюнян Н. Х., Александровский С. В. Современное состояние развития теорий ползучести бетона // Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1976. — С. 5—96.
2. Александровский С. В. Об одной интересной форме уравнения упруго-ползучего тела // Проблемы ползучести и усадки бетона. — М.: Стройиздат, 1974. — С. 6—21.
3. Методические рекомендации по исследованию усадки и ползучести бетона. М.: НИИЖБ, 1975. — 100 с.

и. Е. СЕСЬКИН, Т. П. ЛУКОЯНЧЕВА, кандидаты техн. наук (Самарский ин-т инженеров железнодорожного транспорта)

Долговечность тоннельной обделки из монолитного пресс-бетона на основе ЭТФ шлаков

Применение шлаков электротермофосфорного производства вместо естественных каменных материалов в монолитных пресс-бетонах обделок туннелей позволяет экономить материальные и теплоэнергетические ресурсы, сохранять окружающую среду [1]. Однако для широкого применения таких заполнителей требуется установить степень надежности и долговечности при воздействии водной и сульфатной сред как наиболее распространенных видов агрессивного воздействия на подземные сооружения.

В Самарском институте инженеров железнодорожного транспорта совместно с МССМУ-6 в течение нескольких лет вели работы по использованию ЭТФ шлаков при изготовлении пресс-бетонных тоннельных обделок коммунального назначения [2].

Исследования проводили на образцах из пресс-бетона, в которых в качестве крупного заполнителя параллельно использовали электротермофосфорные шлаки и гранитный щебень. Часть образцов изготовляли на шлакопортландцементе (ШПЦ), содержащем около 10 % молотого гранулированного шлака, а другую — на сульфатостойком портландцементе (ССПЦ). Процесс твердения бетона в первые сутки протекал в специальных формах и моделировал прессование бетонной смеси в грунтовый массив обделки тоннеля.

Результаты экспериментальных исследований (табл. 1) показывают, что бетоны на ЭТФ шлаке и гранитном заполнителе при адекватных режимах твердения имеют близкие прочностные характеристики, а следовательно, и одинаковую (при всех прочих равных условиях) несущую способность обделки.

Таблица 1

Вид цемента	Оп-рес-со-во-ч-ное да-вление, МПа	Прочность пресс-бетона, МПа, в возрасте, сут		
		3	14	28
ШПЦ-400	0	10,5	16,0	23,4
		11,1	16,2	24,4
ШПЦ-400	2	17,2	31,6	36,4
		19,0	31,5	37,2
ШПЦ-400	4	22,1	39,5	45,5
		22,5	40,7	46,5
ССПЦ-400	0	10,5	18,6	25,3
		13,7	18,8	26,3
ССПЦ-400	2	20,6	37,4	37,5
		26,1	39,9	40,2
ССПЦ-400	4	22,4	38,4	48,4
		29,1	43,3	54,9

Примечание. Над чертой — в качестве крупного заполнителя ЭТФ шлак, под чертой — гранит

Однако, несмотря на равную прочность бетона, долговечность таких сооружений при использовании разных заполнителей отличается и зависит как от среды, воздействующей на бетон обделки, так и от структуры затвердевшего цементного камня.

Данные исследований показывают (табл. 2), что при твердении под давлением значительно повышается прочность исходного це-

Рис. 1. Изменение во времени содержания гигроскопической (а) и связанной (б) воды в цементном камне
1 — твердеющим в обычных условиях; 2 — под давлением 2 МПа; 3 — то же 4 МПа
— ШПЦ; - - - - - СПЦ

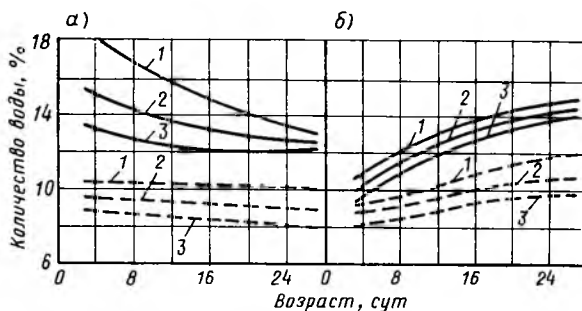


Таблица 2

Характеристика	Оп-рес-со-во-ч-ное да-вление, МПа	Прочность цементного камня, МПа, в возрасте, сут		
		3	14	28
Прочность, МПа	0	25,34	31,6	39,6
		39,8	53,9	68,9
	2	36,3	56,7	60,8
		49,4	63,4	82,04
	4	56,3	76,3	82,2
		73,1	83,6	96,3
Плотность, кг/м ³	0	1887	1942	1959
		2250	2261	2263
	2	1951	2152	2151
		2337	2318	2316
	4	2053	2208	2211
		2401	2405	2414

Примечание. Над чертой — характеристики цементного камня на вяжущем из ШПЦ; под чертой — то же из СПЦ

ментного камня. В зависимости от опрессовочного давления ее рост составил 1,35...2 раза с одновременным повышением (до 10 %) плотности.

Наблюдаемые изменения следует связывать с особенностями протекания процесса формирования структуры цементного камня при твердении под давлением. Структурообразование при таком режиме твердения происходит при пониженном (по сравнению с исходным) значении В/Ц (часть воды при прессовании удаляется), что приводит к снижению гигроскопической и связанной воды (рис. 1 и 2).

Рентгеноструктурный анализ обычного и твердеющего под давлением цементного камня показывает, что минерально-фазовые составы исследуемых образцов по виду образовавшихся в результате твердения минералов практически иден-

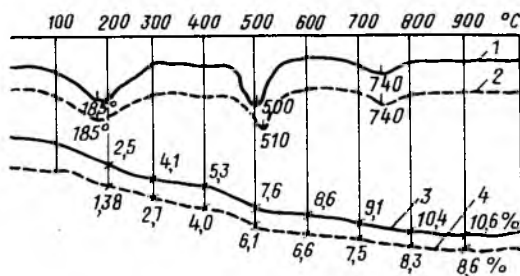


Рис. 2. Термограммы (1, 2) и кривые потери массы (3, 4) цементного камня из ССПЦ
 — твердеющего в обычных условиях; — — — то же под давлением 4 МПа

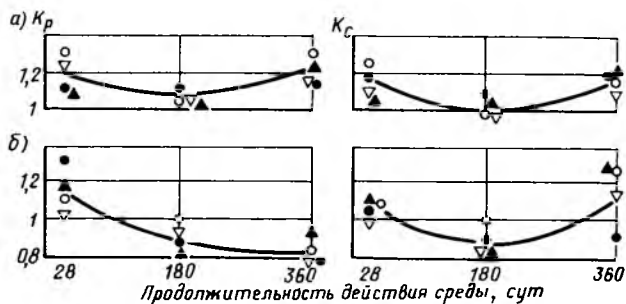


Рис. 3. Изменение во времени коэффициентов K_p и K_c бетона на вяжущем из ШПЦ (а) и ССПЦ (б)
 ● — исходного на гранитном щебне; ○ — то же на шлаковом щебне; ▲ — твердеющего под давлением 4 МПа на гранитном щебне; ▽ — то же на шлаковом щебне

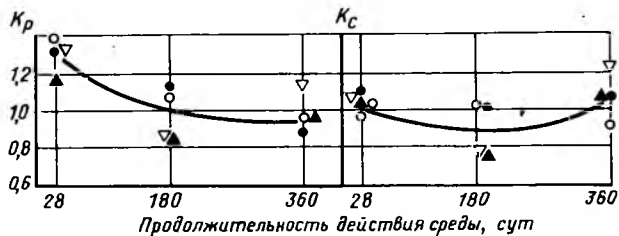


Рис. 4. Изменение во времени коэффициентов K_p и K_c и цементного камня
 ○ — исходного на ШПЦ; ● — то же, твердеющего под давлением 4 МПа; ▽ — исходного на ССПЦ; ▲ — то же, твердеющего под давлением 4 МПа

тичны. Новообразований, способных повлиять на изменение прочности и долговечности исходного цементного камня, не установлено.

Дифференциально-термический анализ также свидетельствует об идентичном качественном характере протекания эндотермических процессов в цементных камнях, твердеющих в обычных условиях и под давлением. Однако в камнях, твердевших под давлением, наблюдалось сокращение количества гидратированных минералов. Это еще раз подтверждает уменьшение связанной и гигроскопической воды в цементном камне, приводящее к снижению общей пористости, повышению плотности и прочности цементного камня и соответственно бетона в целом.

Долговечность оценивали сопоставлением сопротивляемости бетонов на гранитном и шлаковом заполнителях к действию сульфатной и водной сред. Для этого часть образцов из каждого вида бетонов после 24 ч твердения под давлением 4 МПа помещали в 5 %-ный раствор сульфатов натрия С, а другую часть — в воду В. Контрольные образцы хранили при нормальном температурно-влажностном режиме.

Количественно влияние действия среды оценивали по коэффициенту размягчения

$$K_p(t) = \frac{R_b(t)}{R_{b,t=28}} \quad (1)$$

и коэффициенту сульфатостойкости K_c

$$K_c(t) = \frac{R_c(t)}{R_{c,t=28}} \quad (2)$$

где $R_b(t)$ и $R_c(t)$ — прочность образцов в момент времени t , выдержанных до испытания соответственно в водной и сульфатной средах; $R_{b,t=28}$ — прочность образцов нормального хранения в возрасте 28 сут.

Такая методика позволяет моделировать изменение прочности бетона (соответственно и несущей способности тоннельной обделки) в зависимости от продолжительности действия среды.

Результаты исследования показывают, что закономерности изменения прочности пресс-бетона на ЭТФ шлаке при длительном воздействии на него сульфатной и водной среды идентичны с бетоном на гранитном заполнителе. Близкие по значению коэффициенты размягчения K_p и сульфатостойкости K_c (рис. 3) бетонов на гранитном и шлаковом заполнителях ставят их в примерно равные условия. Отсюда следует, что использование такого щебня при возведении монолитных пресс-бетонных тоннельных обделок позволяет обеспечить равную их надежность с такими же обделками, но из бетона на гранитном заполнителе.

Было также установлено (рис. 4), что сопротивление цементного камня (бетона) на шлакопортландцементе к действию сульфатной и водной сред не ниже, чем цементного камня (бетона) на сульфатостойком портландцементе. Это позволяет использовать шлакопортландцемент при возведении тоннельной обделки из монолитного пресс-бетона, эксплуатируемой в слабой сульфатной или водной средах.

Анализ полученных данных, а также результаты натурных наблюдений показали, что замена гранитного щебня шлаком ЭТФ не снижает несущей способности бетона. В тоннельной обделке из пресованной бетонной смеси структура формируется при пониженном начальном В/Ц, так как часть воды при прессовании выжимается из смеси. При этом замедляются процессы гидратации минералов клинкера, формируется мелкокристаллическая структура раствора повышенной плотности и долговечности. При возведении монолитной обделки тоннелей методом пресования можно использовать в качестве вяжущего шлакопортландцемент с добавкой молотого гранулированного электротермофосфор-

ного шлака. Бетоны на этом вяжущем имеют примерно такие же эксплуатационные характеристики, как и на сульфатостойком порландцементе.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Алехин Ю. А., Люсов А. Н. Экономическая эффективность использования вторичных ресурсов в производстве строительных материалов. — М.: Стройиздат, 1988. — 344 с.

2. Исследование работы тоннельной обделки из монолитного пресс-бетона, сооруженной под железнодорожной магистралью / И. Е. Сеськин, О. А. Жильцов, О. Ю. Веремеенко, А. И. Гуртов // Шахтное строительство. — 1989. — № 6. — С. 20—22.

Долговечность

УДК 628.147.22

Д. А. КУЗИН, инж. (ИПК концерна Россевзапстрой)

Исследование защитной способности внутренней цементно-песчаной облицовки стальных водопроводов

Нанесение тонкостенных (3...11 м) цементно-песчаных облицовок на внутреннюю поверхность чугунных и стальных трубопроводов диаметром 100...3600 мм — один из наиболее распространенных в мировой строительной практике способов антикоррозионной защиты [1].

В связи с широкими перспективами применения внутренних антикоррозионных цементно-песчаных облицовок стальных труб целесообразно исследовать факторы, влияющие на их защитную способность, для разработки методов оптимизации состава покрытий.

Так как в составе цементно-песчаных облицовок нет крупного заполнителя, то они представляют собой мелкозернистые (песчаные) бетоны, свойства которых наиболее полно можно охарактеризовать двумя основными структурными параметрами: объемным содержанием цементного камня в бетоне и его истинным водоцементным отношением W . Структурные параметры определяются с учетом водопотребности заполнителя [2].

Для определения свойств мелкозернистого бетона, максимально влияющих на его защитную способность, испытывали образцы-призмы размером $40 \times 40 \times 160$ мм с установленными внутри них отрезками арматуры класса В-I диаметром 6 и длиной 150 мм.

Образцы входили в состав 95 серий, включающих в себя также образцы аналогичного состава без

арматуры, подвергнутые через 28 сут нормального или водного твердения испытаниям на прочность при изгибе и сжатии по ГОСТ 310.4 и сцеплению со сталью на сдвиг методом продавливания стального сердечника через кольцо из бетона толщиной 10 мм [3].

Серии отличались составом мелкозернистого бетона (расход цемента 260...1900 кг/м³; В/Ц = 0,2...1,1; Ц:П = 1:0...1:7; С = 0,15...1,0; W = 0,2...0,45) и качеством применяемых материалов. Использовали портландцементы марок 300...500 (ГОСТ 10178) и речные пески с $M_k = 1,5...2,1$.

Образцы, находившиеся в течение 1 года в проточной питьевой воде (ГОСТ 2874), раскалывались, и на извлеченных из них арматурных стержнях производили визуальную оценку наличия коррозии. В результате формировали две выборки: составы, исключаящие появление признаков коррозии на стали в водной среде в течение 1 г., и не обладающие данной способностью.

Статистическая оценка полученных результатов позволила с вероятностью не менее 90 % принять гипотезу о значимом расхождении средних значений прочности при изгибе и сцепления со сталью на сдвиг. Установлено, что увеличение указанных показателей уменьшает вероятность появления признаков коррозии. В условиях эксперимента с риском коррозии 5 % минимальные значения проч-

ности мелкозернистого бетона нормального твердения при изгибе и сцепление его со сталью на сдвиг соответственно составляют 8,6 и 1,8 МПа.

Очевидно, прочность при изгибе является косвенным показателем трещиностойкости, плотности и проницаемости бетона, а хорошая адгезия препятствует диффузии продуктов коррозии от стальной поверхности и способствует образованию на границе раздела непроницаемого слоя из гидроокиси железа в порах облицовки.

Зависимость прочности мелкозернистого бетона при изгибе $R_{p,и}$ и сцепления со сталью T от параметров его структуры свидетельствует о некотором оптимальном сочетании W и C , обеспечивающем максимальную защитную способность облицовки.

Максимальная прочность при изгибе наблюдается при значениях W , близких к нормальной густоте цементного теста, и оптимальном расходе цемента $C = 0,55...0,60$ (рис. 1).

Наличие нисходящей ветви графика $R_{p,и} = f(C)$ объясняется увеличением вероятности распространения усадочных микротрещин в бетонах с малым содержанием песка.

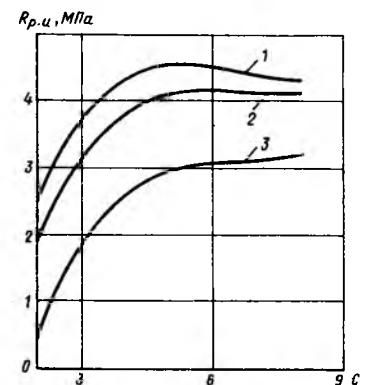


Рис. 1. Зависимость прочности на растяжение при изгибе от структурных параметров бетона (цемент активностью при изгибе 4,3 МПа, песок с $M_k = 1,5$)
1 — $W = 0,25$; 2 — $W = 0,35$; 3 — $W = 0,45$

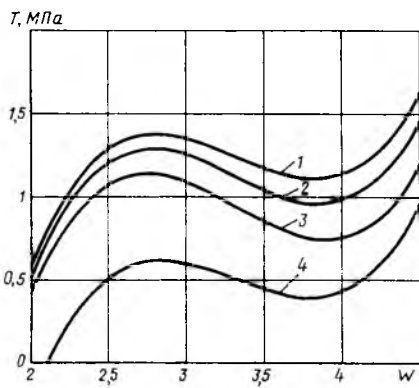


Рис. 2. Зависимость сцепления со сталью на сдвиг от структурных параметров бетона (цемент активностью при изгибе 4,3 МПа, песок с $M_k=1,5$)
1 — $C=0,4$; 2 — $C=0,6$; 3 — $C=0,8$; 4 — $C=0,2$

Гипотеза о значимом расхождении средней прочности при изгибе мелкозернистых бетонов, способных и не способных к защите стали от коррозии, не подтверждается материалами испытаний образцов-призм в возрасте 28 сут, находившихся с момента изготовления в воде.

Очевидно, водное твердение облицовки уменьшает вероятность возникновения коррозии, по крайней мере, под влиянием факторов, косвенно характеризующихся прочностью при изгибе.

Зависимость тангенциального (на сдвиг) сцепления бетона со сталью как функции параметров его структуры свидетельствует о влиянии на сцепление механического заанкеривания, адгезии, когезии и усадки (рис. 2).

Малоподвижные смеси, имеющие минимальное значение W , из-за точечного контакта твердеющего бетона со стальной поверхностью имеют наиболее низкие показатели сцепления. Увеличение W до значений, близких к нормальной густоте цементного теста, за счет снижения вязкости смеси, приводит к расширению площади контакта и, в итоге, сцепления. Вместе с тем дальнейшее увеличение W , вызывая ухудшение качества цементного камня в бетоне, ослабляет адгезионные связи шва и когезионное взаимодействие в конструктиве. Кроме того, возрастает деструктивное влияние усадки, и в результате сцепление стабилизируется или при использовании низкомагистральцевых цементов снижается.

Характерно, что применение литых бетонных смесей $W > 0,4$ приво-

дит к резкому увеличению сцепления из-за преобладания конструкционного фактора механического заанкеривания бетона с необработанной стальной поверхностью. Вместе с тем данные смеси, имеющие показатель подвижности по глубине погружения конуса Строй-ЦНИЛа (ГОСТ 5802) более 10 см, не в состоянии обеспечить толщину набрызга без оплыва более 3 мм, подвержены расслоению при транспортировании и без соответствующих добавок не позволяют получить высокопрочный бетон с низкой проницаемостью и истираемостью.

Максимальная прочность сцепления при прочих равных условиях достигается бетонами оптимальной структуры ($C=0,4...0,5$). Очевидно, при низком содержании цементного камня в бетоне снижается его когезионная прочность, а богатые смеси интенсифицируют усадку. Больше сцепление обеспечивают бетоны на цементах большей активности на растяжение при изгибе, что подтверждает теоретическое положение о зависимости сцепления от когезии.

Экспериментально установлено, что резкое уменьшение сцепления происходит при твердении образцов в начальный период (1...2 сут) в жестких условиях, провоцирующих интенсивную усадку (температура $+35^\circ\text{C}$, относительная влажность 50%). Подобные условия могут возникнуть в трубах с открытыми торцами при производстве облицовки в летнее время. Существенного различия по прочности сцепления со сталью образцов в возрасте 28 сут, находившихся с момента изготовления в камере нормального твердения и в воде, не установлено.

Таким образом, когезионный шов «бетон—сталь» формируется в сжатые сроки и его качество в большей степени определяется условиями твердения в первые сутки, чем последующим длительным выдерживанием. Вместе с тем при эксплуатации облицованных водоводов можно предположить увеличение прочности сцепления, обусловленное диффузией молекул гидроокиси железа в слой бетона и постепенным переходом адгезионного типа сцепления в более прочный — когезионный.

Результаты эксперимента показали, что наиболее интенсивно сцепление растет в начальный период твердения (до 7 сут), в дальнейшем его рост замедляется и при

водном твердении через 1 г. увеличивается не более чем на 10% прочности сцепления в возрасте 28 сут. Восстановления полностью разрушенных в возрасте 28 сут адгезионных швов «бетон—сталь» после 1 г. выдерживания в воде не наблюдалось.

Вероятно, диффузионный процесс весьма продолжителен и происходит только при качественном начальном адгезионном сцеплении.

Оптимальными по критерию максимума тангенциального сцепления со сталью являются следующие составы на цементе активностью при изгибе не менее 5,5 МПа: при модуле крупности песка 1,5 и 1,8, расход цемента составил 760, песка соответственно 1153 и 1230, воды — 320 и 291 $\text{кг}/\text{м}^3$.

Данные составы обеспечивают сцепление с гладкой сталью на сдвиг (в том числе и в жестких условиях твердения) не ниже 1,9 МПа. При этом смеси являются удобоперекачиваемыми и обеспечивают толщину набрызга без оплыва до 9 мм. Прочность на растяжение при изгибе и на сжатие на цементе марки 500 и песке с $M_k=1,5$ при нормальном твердении составляют соответственно 7,2 и 40, при водном — 8,9 и 55 МПа.

Выводы

Адгезионное сцепление со сталью и прочность на растяжение при изгибе определяют не только несущую способность облицовки, но и степень защиты от коррозии. В нормативных документах необходимо установить допустимые значения, а на производстве осуществлять контроль данных показателей качества цементно-песчаной облицовки.

Получение цементно-песчаных облицовок с высокими показателями прочности при изгибе и сцепления со сталью из удобоперекачиваемых смесей обуславливает необходимость увеличения расхода цемента в 2...3 раза по сравнению с конструкционным мелкозернистым бетоном.

Для повышения защитных способностей цементно-песчаной облицовки рекомендуется применять цементы высокой активности на растяжение при изгибе и близкие к нормальным условия твердения в первые часы после нанесения с последующим заполнением в кратчайшие сроки облицованного трубопровода водой без давления.

1. Противокоррозионная защита: как ее делать на основе цементно-песчаного покрытия / Ю. Н. Буньков, Ф. Я. Зятыцкий, А. Ф. Шевелев, В. А. Корнопаев // Механизация строительства. — 1990. — № 9. — С. 12—13.

2. Принципы оптимизации состава бетона с учетом структурных характеристик / Г. И. Горчаков, Л. А. Алимов, В. В. Воронин, Г. М. Соболев // Энергетическое строительство. — 1973. — № 9. — С. 45—47.

3. Кузин Д. А. Определение трещиностойкости и сцепления со сталью тонкостенных цементно-песчаных облицовок. — Нижегородский центр науч.-техн. информ. Информ. листок. — № 336—91. — 1991. — 4 с.

УДК 691.87.554:620.193

В. А. БОНДАРЬ, канд. техн. наук (Полтавский инженерно-строительный ин-т)

Особенности электрохимической коррозии арматуры периодического профиля

Электрохимическая коррозия арматуры железобетонных конструкций является результатом действия большого числа коррозионных микро- или макрогальванических пар. Возникающие на поверхности арматуры гальванопары могут иметь различную природу. Это неоднородность металла и поровой жидкости (электролита), различные физические условия протекания коррозионного процесса и др.

Немаловажный интерес представляет образование электродных участков на поверхности арматуры периодического профиля, так как сама форма профиля может повлиять на их распределение.

Если неоднородность металла и защитных пленок влияет одинаково на полярность участков на гладкой арматуре и периодического профиля, то неоднородность внутренних напряжений приводит к специфическому распределению электродных участков на арматуре периодического профиля. В результате разницы в напряженном состоянии гребней и впадин образуются гальванопары градиента растягивающих напряжений. Как известно [1], электрохимическое растворение металла идет быстрее на более напряженных участках, которыми являются впадины на арматуре периодического профиля.

Здесь же создаются условия для более активного проявления гальванопар, образующихся в результате неоднородности жидкой фазы (электролита). В процессе эксплуатации конструкций поровая жидкость в бетоне защитного слоя у гребней и впадин может отличаться рН, концентрацией активаторов коррозии (Cl^- , SO_4^{2-} и др.).

При снижении рН по толщине защитного слоя потенциал на гребнях в определенное время принимает более отрицательное значение, чем на впадинах, образуя гальванопары дифференциальной щелочности. Более интенсивный обмен электролитов, содержащих активаторы коррозии, у гребней может привести к образованию анодных участков даже без заметного снижения рН поровой жидкости.

При периодическом увлажнении электролитами, содержащими активаторы коррозии, форма профиля может в определенных условиях способствовать более продолжительному пребыванию активаторов коррозии у его впадин и вызывать интенсивную коррозию.

Таким образом, концентрационный градиент электролитов, содержащих активаторы коррозии, может стать причиной появления макрогальванических пар.

В условиях атмосферной коррозии коррозионные процессы протекают в тонких пленках электролита на поверхности арматуры. В [2] было установлено, что в области диффузионного контроля процесса скорость коррозии зависит от толщины пленки электролита на металле. На поверхности арматуры периодического профиля она изменяется в зависимости от положения, что влияет на коррозионное состояние поверхности.

Периодический профиль, поверхность которого представляет собой чередующиеся гребни и впадины, изменяет поверхностное натяжение в различных точках пленки. Толщина пленки на гребне уменьшается, а на впадине увеличивается. Тем самым изменяется про-

ницаемость пленки для кислорода воздуха, как основного деполаризатора электрохимического процесса на поверхности арматуры. По законам электрохимии участки металла, к которым поступает меньше кислорода, приобретают более отрицательный потенциал. Из этого следует, что при благоприятных условиях на поверхности арматуры периодического профиля может возникать другая концентрационная пара, так называемая гальванопара дифференциальной аэрации.

Существование гальванопар градиента напряжений и концентрационных было проверено экспериментально на поверхности арматурных стержней периодического профиля № 14 по ГОСТ 5781—32. Образцы для регистрации разности потенциалов металла на гребнях и впадинах стержня при растягивающих напряжениях представляли собой отдельные стержни длиной 400 мм каждый с выводами в средней части из изолированной проволоки, один из которых припаян на гребне, а другой — на впадине. Каждый вывод подсоединяли к измерительному прибору (вольтметру В7-41). В этих же местах стержни покрывали слоем гипсобетона толщиной 2 см, приготовленным на 3 %-ном растворе NaCl, затем их нагружали на установке растягивающими усилиями в 4000 кг. После снятия отсчетов под нагрузкой на гребнях и впадинах относительно медносульфатного электрода сравнения, установленного на гипсобетонную поверхность образца, была определена разность потенциалов между впадинами и гребнями, составившая в данных условиях в среднем 5,3 мВ.

Для исключения влияния макрогальванопар другой породы эксперимент по выявлению одной из концентрированных гальванопар проводили на арматурных стержнях без защитного слоя бетона.

После тщательной очистки поверхности для каждого стержня были построены профилограммы по фиксированному продольным ли-

ниям. Затем арматурные стержни, сгруппированные в пакеты, подвергали попеременному увлажнению в 3 %-ном растворе NaCl и высушиванию в обычной среде.

После 2; 9; 11 мес испытаний из пакетов вынимали отдельные стержни, очищали от ржавчины, промывали и высушивали. В качестве оценочного критерия при изучении характера коррозионных процессов на поверхности арматурных стержней служил показатель Δ профилограммы, который определяли по формуле

$$\Delta = \frac{\delta_1}{\delta_2},$$

где δ_1 — разность отсчетов по гребням и у их оснований после испытания; δ_2 — то же до испытаний.

Значения δ_1 и δ_2 определяли как средние арифметические из снятых профилограмм. Среднеквадратические отклонения составили 0,02... 0,07. Вычисленные показатели Δ оказались больше 1 (1,028...1,08), что подтверждает неравномерность электролитической пленки на поверхности арматуры, в результате чего появляются места, неравнодоступные для кислорода из окружающей атмосферы, а также места, отличающиеся продолжительностью пребывания электролитической пленки на арматуре.

Представления о механизме возникновения и работы макрогальванопар на поверхности арматуры периодического профиля пока носят качественный характер. В различных реальных условиях, на раз-

ных этапах коррозионного процесса роль тех или других гальванопар будет различной. Их эффективность во многом будет зависеть от электрического сопротивления бетона защитного слоя. Однако величина коррозионных потерь, вызванная действием каждой из гальванопар, будет зависеть также и от конкретной геометрии профиля арматуры.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Долговечность железобетона в агрессивных средах: Совм. изд. СССР—ЧССР—ФРГ / С. Н. Алексеев, Ф. М. Иванов, С. Модры, П. Шиссель. — М.: Стройиздат, 1990. — 320 с.
2. Розенфельд И. Л. Атмосферная коррозия металлов. — Изд-во АН СССР, 1960. — 150 с.

Информация

УДК 691.328

Железобетон и экология

Проблема сохранения окружающей среды приобрела мировое значение, поэтому вопросами экологии занимаются не только правительства и парламенты государств, но и различные научные и общественные организации. Этой проблеме была посвящена очередная сессия Национального Комитета Международной Федерации преднапряженного железобетона ФИП, которая состоялась в декабре 1992 г. в Москве под девизом «Железобетон и экология». На сессии присутствовали ведущие специалисты вузов, научно-исследовательских и проектных организаций из России, Беларуси, Украины, Эстонии, Казахстана, Кыргызстана и др.

Благодаря экономичности, долговечности, наличию обширной и практически повсеместно распространенной сырьевой базы, относительной простоте технологии и другим ценным качествам бетон и

железобетон получили широкое развитие и на длительную перспективу останутся важнейшими материалами в различных областях строительства. В связи с этим вопросы экологии заслуживают особого внимания как со стороны производителей, так и научных, проектных организаций.

Сессия заслушала некоторые итоги работы Симпозиума ФИП в Будапеште, который впервые был посвящен этой проблеме. В докладах рассмотрены такие проблемы, как природоохранные сооружения, переработка отходов, энергозатраты при производстве цемента, напорные защитные оболочки, хранилища сжиженного газа и т. д., которые являются опасными сооружениями с точки зрения безопасности, из-за их заглубленности и недостижимости для осмотра.

Даже простое перечисление докладов раздела «Охрана окружающей среды» показывает их новиз-

ну: резервуары для сжиженного газа — опасность аварий, химические отходы, предупреждение химических протечек и охрана окружающей среды; требования к плотности бетона, хранение взрывоопасных жидкостей, взрывоустойчивые здания, защита сооружений от снарядов, влияние процесса строительства на окружающую среду, защита окружающей среды, закладываемой при проектировании АЭС; градирни и охрана окружающей среды, расчетные критерии для шума, железобетон и диверсии и т. д.

Приведены примеры новых добавок для бетона, позволяющих уплотнять бетон без вибрации.

Известно, что на армирование железобетонных конструкций в мире расходуется около 60 млн т стали в год, производство которой также связано с экологическими проблемами. Запасы железных руд, пригодных для переработки, на нашей планете ограничены и становятся

все более труднодоступными. В перспективе положение дел со сталью будет непрерывно осложняться, поэтому проблема ее замены для армирования конструкций из бетона привлекает повышенное внимание специалистов. Ведутся работы по созданию и широкому внедрению неметаллической арматуры на базе высокопрочных волокон и пластмасс.

Известно, что преднапряженные железобетонные конструкции по сравнению с конструкциями из обычного железобетона отличаются, как правило, пониженным расходом бетона и арматуры. Эти конструкции являются экологически более чистыми, поэтому их удельный вес необходимо систематически повышать. Между тем, как отмечали специалисты из разных регионов России и стран СНГ, объем преднапряженных конструкций стал уменьшаться (до 1990 г. в бывш. СССР — около 28 %). Кстати, преднапряжение в бетоне позволяет и более эффективно использовать неметаллическую арматуру, обладающую низким модулем упругости.

В течение многих лет отмечается необходимость в полной мере использовать возможности различных видов бетона из местных материалов и многочисленных отходов промышленности и энергетики (золы ТЭЦ, шлаки, пустая порода и т. д.), ежегодный «выход» которых и уже накопившиеся запасы

в отвалах составляют миллиарды тонн. Широкое применение бетона и конструкций из них позволяет создать безотходные производства.

В докладах и сообщениях на сессии отмечалось, что к проектированию и производству конструкций следует подходить с позиций экологии, защиты здоровья людей, участвующих в их производстве, поэтому такие традиционные методы, как пропаривание, создающее высокую влажность среды, или вредная для человека вибрация бетона должны быть усовершенствованы или заменены другими. Предлагается в цену конструкции ввести определенный экономический коэффициент, который будет препятствовать широкому применению одних и способствовать увеличению объема других конструкций. Таким образом, более «грязные» методы производства и материалы будут иметь высокий коэффициент, что позволит стремиться к экологическому совершенствованию бетона и железобетонных конструкций. В этом отношении приводились примеры некоторых производств, которые используются редко, однако могут быть более совершенными (например, изготовление конструкций в пресс-формах, исключающих вибрацию, запыленность, пропаривание и др.).

Таким образом, на сессии подтверждены наличие проблемы «Железобетон и экология» и необходи-

мость создания специальной государственной программы. Сессия рекомендовала в характеристике вновь создаваемых конструкций и технологий давать оценку их экологической значимости. Целесообразно расширить области применения преднапряженных железобетонных конструкций и использовать для них бетоны из различных отходов промышленности и энергетики, а также неметаллической арматуры.

На сессии была признана необходимость создания Ассоциации по преднапряженному железобетону, входящей в Международную Федерацию ФИП. Были намечены и будущие мероприятия: симпозиум в Киото (Япония) в октябре 1993 г. по теме «Новые технологии преднапряжения и их применение»; 12 Конгресс в Вашингтоне в мае 1994 г. по теме «Планирование завтра, планирование преднапряженного железобетона в XXI веке», симпозиум в Австралии в 1995 г., симпозиумы в Лондоне и Южной Африке в 1996 и 1997 гг. Следующий 13 Конгресс ФИП намечено провести в Амстердаме (Нидерланды) в 1998 г.

Ученый секретарь Национального Комитета Международной Федерации ФИП, д-р техн. наук, проф. Н. А. МАРКАРОВ

Универсальный цифровой прибор для контроля силы натяжения арматуры

ПИН-10 является самым универсальным из существующих приборов данного типа. Он работает по методу поперечной оттяжки (ГОСТ 22362—77), поэтому при проведении измерений касание контролируемой арматуры сеток, каркасов, складных деталей или элементов форм помехой не является. Прибор ПИН-10 позволяет контролировать силу натяжения линейной арматуры железобетонных конструкций практически всей выпускаемой номенклатуры.

ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРИБОРА

Диапазон диаметров контролируемой арматуры, мм	3...22
База прибора (два варианта), мм	600 и 800
Время одного измерения (не более), с	20
Погрешность измерения (не более), %	4
Питание — малогабаритные дисковые аккумуляторы	D-0,26 или D-0,55
(зарядное устройство прилагается)	
Габарит (в сложенном виде), мм	400×200× ×45
Масса, кг	2,5

Метрологическое и сервисное обслуживание приборов осуществляется в НИИЖБ.

Наш адрес: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6, тел. 174-85-48, 174-82-92

УДК 624.012.46.072.2

Старишко И. Н. Влияние наклонных пластин на прочность приопорных участков изгибаемых балок // Бетон и железобетон.— 1993.— № 7.— С. 4—6.

Изложены результаты экспериментальных исследований, подтверждающие целесообразность постановки наклонных пластин, изготовленных из кровельной стали в сочетании с вертикальными поперечными стержнями на приопорных участках балок. Такое армирование более эффективно сдерживает развитие наклонных трещин, значительно повышает прочность по наклонным сечениям, снижает расход металла на поперечное армирование.— Ил. 4.— Библиогр.: 1 назв.

УДК 666.97.035.5

Куприянов Н. Н., Мишина Т. Б., Дикань С. А. Прогрев бетона в щелевых камерах продуктами сгорания природного газа // Бетон и железобетон.— 1993.— № 7.— С. 19—22.

Изложены результаты исследования распределения температурно-влажностных полей среды продуктов сгорания природного газа в щелевых камерах. Разработаны экономичные режимы тепловой обработки изделий в зависимости от ритма движения конвейера. На основе определения предельного сопротивления сдвигу мелкозернистого бетона проведен анализ необходимого времени предварительного выдерживания изделий и скорости подъема температуры среды в камере в увязке с технологическим ритмом движения вагонеток.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 621.039.538

Окунев Г. Н. Расчет сжатых элементов с учетом неупругих свойств бетона // Бетон и железобетон.— 1993.— № 7.— С. 23—24.

Приведены результаты экспериментальных и теоретических исследований железобетонных элементов при длительных нагрузках различных уровней обжатия бетона. Показано, что введенное автором гипотетическое условие о пропорциональности ядер линейной и нелинейной ползучести бетона значительно упрощает решение нелинейного интегрального уравнения.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.328.004.18

Сеськин И. Е., Лукоянчева Т. П. Долговечность тоннельной обделки из монолитного пресс-бетона на основе ЭТФ шлаков // Бетон и железобетон.— 1993.— № 7.— С. 25—27.

Приведены экспериментальные данные долговечности бетона монолитной пресс-бетонной обделки на щебне из шлака электротермофосфорного производства, а также рассмотрены особенности процессов структурообразования цементного камня и бетона при твердении под давлением.— Ил. 4, табл. 2.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.87:693.554:620.193

В. А. Бондарь. Особенности электрохимической коррозии арматуры периодического профиля // Бетон и железобетон.— 1993.— № 7.— С. 29—30.

Сделана попытка увязать геометрию арматурного профиля с возникающими на его поверхности гальванопарами при электрохимической коррозии. Доказывается возможность образования пар градиента растягивающих напряжений и концентрационных гальванопар.— Библиогр.: 2 назв.

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

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

Адрес редакции:

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

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

Тел. 292-62-05

Сдано в набор 28.04.93. Подписано в печать 28.06.93. Формат 60×90 1/32. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92. Уч.-изд. л. 5,6. Тираж 3047. Заказ 637. Цена 200 р.

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 (фурфурол-ацетоновую, полиэфирную, карбамидную с соответствующими отвердителями).

Такие полимербетоны можно использовать для изготовления химически стойких одно- и двухслойных плит, применяе-

мых 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.

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 КОН-
СУЛЬТАТИВНУЮ ПОМОЩЬ С ОПЛАТОЙ РАБОТ ПО
ГАРАНТИЙНЫМ ПИСЬМАМ.

ВЫСТАВОЧНЫЙ ЦЕНТР «СТРОИТЕЛЬСТВО»

при научном городке Минстроя России

ПРИГЛАШАЕТ ВАС принять участие в постоянно действующей **ВЫСТАВКЕ-ПРОДАЖЕ**, на которой представлены:

- СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ ИХ ПРОИЗВОДСТВА;
 - НОВЫЕ ПРОГРЕССИВНЫЕ ТЕХНОЛОГИИ «НОУ-ХАУ»;
 - ПРОЕКТНО-КОНСТРУКТОРСКАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ И НОРМАТИВНО-СПРАВОЧНАЯ ЛИТЕРАТУРА;
 - ПРИБОРЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ И РЕГУЛИРОВАНИЯ ПАРАМЕТРОВ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ,
- В ТОМ ЧИСЛЕ ПРИБОРЫ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ;
- ОБОРУДОВАНИЕ ДЛЯ ЗАВОДСКИХ ЛАБОРАТОРИЙ;
 - СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТРУМЕНТ;
 - ТЕХНИЧЕСКИЕ СРЕДСТВА СВЯЗИ, ОХРАНА ПОЖАРНОЙ СИГНАЛИЗАЦИИ И ОФИСНОГО ЭЛЕКТРОННОГО ОБОРУДОВАНИЯ.

Постоянные участники выставки — ведущие организации строительной отрасли, в том числе НИИЖБ, ЦНИИСК, НИИОСП и более 50 других государственных и малых предприятий.

К услугам посетителей информационные компьютерные базы данных, каталоги с паспортами, инструкциями и техническими характеристиками экспонатов, консультации специалистов.

Выставочный центр периодически проводит семинары по различным тематикам строительного профиля, широко рекламирует представленную продукцию в средствах массовой информации, размещает сведения о ней в информационных компьютерных сетях, в специализированных научно-технических изданиях, а также осуществляет прямую рассылку рекламных проспектов (direct mail) потенциальным потребителям.

Плата за участие в выставке-продаже в 1993 г. не взимается!

**ПО ВОПРОСАМ УЧАСТИЯ В ВЫСТАВКЕ И РАЗМЕЩЕНИЯ
ЭКСПОНАТОВ ОБРАЩАТЬСЯ:**

т е л е ф о н ы 171-93-71; 174-82-92 с 10 до 18 часов. Факс 170-54-44
А д р е с: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, корп. 5, Выставочный центр.

П р о е з д: М «Рязанский проспект», авт. 29, 143, 160, 169, тр. 63
до ост. «Институт бетона».

Бологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru