

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

3

1991



НИСК

предлагает:

- рекомендации для безопасной эксплуатации зданий с каталогом характерных повреждений строительных конструкций
- сборник 45 тыс. адресов государственных и независимых предприятий СССР
- обследование зданий и сооружений, разработку проектной или рекомендательной документации по усилению и ремонту дефектных и поврежденных строительных конструкций
- программы: расчет металлических и железобетонных конструкций, подбор номеров проката и арматуры
- программы: бухгалтерия, зарплата
- прибор ГПНВ-5 для определения прочности бетона
- устройство для центрирования бетонных кубов

**Адрес: 121374, Москва, пр-т Маршала Гречко, 34-65.
Тел. 444-64-98, 444-14-78, 444-14-88**

С о д е р ж а н и е

Конструкции

Бужевич В. Г. Трещиностойкость преднапряженных внецентренно сжатых элементов двутаврового сечения 2

Бетоны

Батраков В. Г., Файнер М. Ш. Ресурсосберегающий эффект модификаторов бетона 3
Наназашвили В. И., Германский Г. И. Монолитные покрытия пола повышенной эксплуатационной стойкости на основе ВНВ, модифицированного полимером 6

Арматура и закладные детали

Мамедов Т. И. Релаксация напряжений высокопрочной проволочной арматуры при повышенной температуре 7
Шапиро И. С., Фридман А. М., Потопов А. Н. Снижение металлоемкости в сварных закладных изделиях при сварке под флюсом 8

Заводское производство

Завойский А. К., Шаврин В. И. Новая технологическая линия с напольными кассетами 10
Митник Г. С., Бруссер М. И., Цветков И. Л., Нагорняк И. Н. Новая форма для изготовления контрольных кубов бетона 12

Строительное производство

Арбеньев А. С. Совершенствование устройств по непрерывному электроразогреву смеси 13

В помощь проектировщику

Пирадов А. Б., Мгеладзе Г. Г. Развитие нормальных трещин в изгибаемых балках из легкого бетона 15
Шевченко Б. Н., Хусанов Э., Тарик К. Ю., Шевченко С. Б. Жесткость и трещиностойкость преднапряженных балок при повторных нагрузках высокого уровня 16
Нурмаганбетов Е. К. Определение прочности изгибаемых стержневых железобетонных элементов по нормальным сечениям 18
Залесов А. С., Шарипов Р. Ш., Гулалиев С. Х. Анкеровка продольной арматуры балок на свободных опорах 19

Теория

Холмянский М. М., Курилин В. В., Ерин Н. Н., Зальцман А. С. Расчет стале-фибробетонных элементов на чистый изгиб 22

Использование промышленных отходов

Каприелов С. С., Булгакова М. Г., Вихман Я. Л. Деформативные свойства бетонов с использованием ультрадисперсных отходов Ермаковского завода ферросплавов 24

В порядке обсуждения

Сизов В. П. О внедрении смесителей СА-400/500 26
Власов В. К. Об истинном В/Ц бетона и водопотребности заполнителя 28

Библиография

Айрапетов Г. А. О новой книге 30



УДК 624.01.46:620.191.33

В. Г. БУЖЕВИЧ, инж. (НИИЖБ)

Трещиностойкость преднапряженных внецентренно сжатых элементов двутаврового сечения

В колоннах с ненапрягаемой арматурой, как известно, с увеличением площади арматуры в сечении трещиностойкость не только не повышается, а снижается вследствие увеличения сжимающего усилия в арматуре растянутой зоны от усадок бетона. В результате это усилие входит в формулу (125) СНиП 2.03.01—84*, по которой рассчитывают трещиностойкость элемента, со знаком «минус».

Благодаря увеличению преднапряжения в продольной арматуре образцов колонн трещиностойкость внецентренно сжатого элемента повышается, при этом можно снизить расход преднапряженной арматуры при незначительном уменьшении несущей способности элемента. Эта особенность работы преднапряженных колонн является их преимуществом по сравнению с колоннами с ненапрягаемой арматурой.

Для определения степени повышения трещиностойкости в преднапряженных колоннах и возможности снижения в них расхода арматуры в НИИЖБ исследовали модели двутавровых преднапряженных и таких же ненапряженных колонн-близнецов, в которых консоли отсутствовали и внешняя нагрузка передавалась через закрепленные на торцах колонн металлические оголовники.

Для экспериментов использовали 16 железобетонных колонн — половина преднапряженных (шифр НК), остальные ненапряженные (шифр ОК). Опытные образцы колонн имели длину 2300 мм, сечение 400×220 мм. Небольшая длина исключала влияние гибкости на работу элемента. Колонны изготовили из тяжелого бетона на гранитном щебне с prizменной прочностью к моменту испытания 60 МПа. В качестве продольной арматуры во всех образцах применяли высокопрочную проволоку Ø 5 Вр-II по ГОСТ 7348—81, расположенную симметрично в полках колонн.

Для проверки влияния процента армирования на трещиностойкость преднапряженных колонн половину пред-

Шифр колонн	σ_a , МПа	μ , %	N , кН	$\frac{N_{НК}}{N_{ОК}}$
НК-1	1150	0,78	640	2,7
ОК-2	—	0,78	240	2,7
НК-3	650	1,4	590	2,6
ОК-4	—	1,4	230	2,6
НК-5	1150	0,78	350	2,6
ОК-6	—	0,78	135	2,6
НК-7	650	1,4	320	2,5
ОК-8	—	1,4	130	2,5

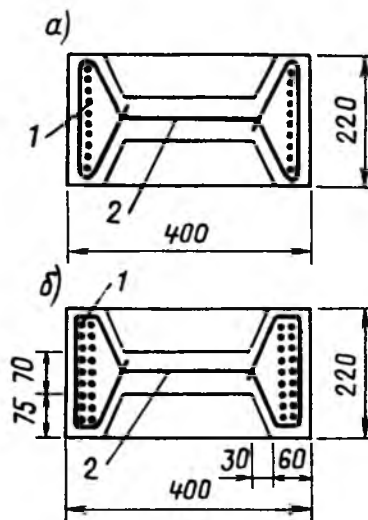


Рис. 1. Поперечные сечения двутавровых колонн

а — $\mu=0,78$; б — $\mu=1,4$ %
1 — продольная арматура; 2 — хомут

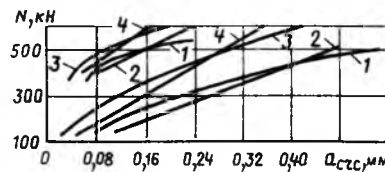


Рис. 2. Зависимость ширины раскрытия трещин от внешней нагрузки в колоннах при $e_0/h=0,7$
1 — $\mu=0,78$ % (опытные значения); 2 — то же по СНиПу; 3 — $\mu=1,4$ % (опытные значения); 4 — то же по СНиПу
Левая часть — преднапряженные колонны; правая — колонны с ненапрягаемой арматурой

напряженных и ненапряженных колонн запроектировали с процентом армирования $\mu=0,78$ %, остальные с $\mu=1,4$ % (рис. 1).

Особенность преднапряженных моделей колонн заключалась в том, что при равномерном обжатии бетона в сечении в колоннах с $\mu=0,78$ % начальное преднапряжение в арматуре было 1150 МПа, а в колоннах с $\mu=1,4$ % — 650 МПа. Это дало возможность получить во всех преднапряженных колоннах одинаковое обжатие бетона $\sigma_b = 8,5$ МПа при разных процентах армирования. Обжатие производили через 28 сут после изготовления колонн при прочности бетона $R=50$ МПа, при этом обжатие бетона — $0,15 R_b$.

Колонны испытывали в вертикальном положении в гидравлическом прессе. Нагрузку прикладывали с относительными эксцентриситетами $e_0/h=0,5$ (в образцах 1...4 внешняя продольная сила находилась на грани сечения) и $e_0/h=0,7$ (в образцах 5...8 внешняя продольная сила располагалась за пределами двутаврового сечения).

Усредненные опытные нагрузки, соответствующие появлению первых поперечных трещин в колоннах N , представлены в таблице. Сопоставление величин, рассчитанных по СНиПу, с опытными показало, что нагрузка образования трещин ниже опытной в среднем на 17 %, следовательно, имеется запас по трещиностойкости в элементе.

На рис. 2 показано изменение ширины раскрытия трещин в образцах колонн с $e_0/h=0,7$. В колоннах с ненапрягаемой арматурой при нагрузке, близкой к нормативной (0,6 разрушающей), ширина раскрытия трещин a_{cr} больше в образцах с меньшим содержанием продольной арматуры в сечении и с большим напряжением в арматуре растянутой зоны. Так при нагрузке 400 кН в колоннах с $\mu=1,4$ % $a_{cr} = 0,2$ мм, а с $\mu=0,78$ % — 0,36 мм.

Анализ графиков изменения ширины раскрытия трещин от нагрузки (см. рис. 2) подтверждает правильность фи-

зического смысла формулы (144) СНиП 2.03.01 — 84*, учитывающей при определении a_{cr} как процент армирования продольной арматурой, так и напряжения в арматуре растянутой зоны.

Экспериментально установлено, что нагрузка образования первых трещин в колоннах с ненапрягаемой арматурой составляет в среднем 25 % разрушающей. В преднапряженных колоннах нагрузка образования первых трещин значительно выше — в среднем 60 % разрушающей. При этом на a_{cr} также влияют процент армирования продольной арматурой и напряжения в арматуре растянутой зоны. При нормативной нагрузке 400 кН $a_{cr}^{max} = 0,8$ мм. Следовательно, в данном случае преднапряженные колонны соответствуют II категории трещиностойкости по СНиП 2.03.01 — 84*, которая регламентирует работу конструкции при $a_{cr} \leq 0,2$ мм.

Благодаря высокой трещиностойкости преднапряженных колонн двутаврового сечения и малым a_{cr} данные конструкции можно применять в зданиях с агрессивными средами. Из таблицы видно, что трещиностойкость преднапряженных элементов в среднем в 2,6 раза выше, чем элементов с ненапрягаемой арматурой.

Экспериментами установлено, что на

трещиностойкость преднапряженных колонн влияет величина преднапряжения в арматуре и в меньшей степени процент армирования. Из усилий трещинообразования, приведенных в таблице, для преднапряженных колонн, испытанных с одинаковым относительным эксцентриситетом e_0/h , видно, что в преднапряженных колоннах с меньшим процентом армирования, но с большим преднапряжением в арматуре наблюдается повышение трещиностойкости до 10 %. Это объясняется тем, что усилия предварительного обжатия с учетом всех потерь P_2 в преднапряженных колоннах с $\sigma_0 = 1170$ МПа имели большие значения, чем в колоннах с $\sigma_0 = 650$ МПа, поскольку при одинаковых потерях преднапряжения в арматуре оставшееся преднапряжение в арматуре в колоннах с $\sigma_0 = 1170$ МПа больше, чем в колоннах с $\sigma_0 = 650$ МПа.

Повышение нагрузки трещинообразования согласуется с формулой (125) СНиП 2.03.01 — 84* для преднапряженного элемента, так как в данном случае увеличивается P_2

$$M_{cr} = R_{bt,ser} W_{pl} - P_2(e_{op} + r).$$

Следовательно, для увеличения трещиностойкости преднапряженных двутавровых колонн и экономии арматурной стали, когда внешнюю силу прикла-

дывали с $e_0/h = 0,5 \dots 0,7$, целесообразно использовать арматуру с более высокими прочностными показателями, оставляя обжатие бетона прежним, увеличивая преднапряжение в арматуре благодаря применению новых видов арматуры, что уменьшает расход продольной напрягаемой арматуры в колоннах. При этом прочность элемента снижается незначительно (до 15 %) при уменьшении площади преднапряженной арматуры в два раза.

Выводы

Преднапряженные железобетонные колонны двутаврового сечения обладают высокой трещиностойкостью, что позволяет рекомендовать их для производственных с сильноагрессивными средами, где требуется сохранить арматуру от коррозии.

На основании опытных данных установлено, что для увеличения трещиностойкости преднапряженных двутавровых колонн целесообразно, оставляя обжатие бетона без изменения, увеличивать преднапряжение в арматуре. Это открывает перспективу использования новых видов арматуры с более высокими прочностными показателями и дает возможность снизить расход продольной напрягаемой арматуры в преднапряженных колоннах.

Бетоны

УДК 693:542.4.003.13

В. Г. БАТРАКОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); М. Ш. ФАЙНЕР, канд. техн. наук (трест Черновицстрой Минстроя УССР)

Ресурсосберегающий эффект модификаторов бетона

Применению модификаторов бетона посвящено много работ [1, 2 и др.]. В них приводятся новые составы модификаторов, анализируется механизм их воздействия на цементные системы, показывается эффективность применения для изготовления бетонов. При этом некоторые из них по данным разработчиков не уступают по свойствам суперпластификаторам С-3, СМФ, «Мельмент-Л10» и «Майти». Этот поток информации необходимо систематизировать и определить реальную эффективность модификаторов*.

* Под модификаторами авторы понимают вещества, улучшающие технологические свойства бетонных смесей и строительные-технические свойства бетонов.

Известно, что в зависимости от применяемого цемента,* требуемых свойств бетонной смеси и бетона, условий твердения конструкций один и тот же модификатор может давать различный эффект. Например, при сравнении УПБ, ЛСТМ-2 и С-3 при использовании цемента Воскресенского завода предпочтение отдается пластификаторам типа ЛСТМ-2 и С-3. В то же время ЛСТМ-2, обладающий более высоким по сравнению с УПБ водоредуцирующим действием, малоэффективен для бетонов ускоренного твердения на цементе Николаевского ЦГК. А УПБ, не дающая больших преимуществ для бетона нормального твердения, высокоэффективна при тепловой обработке изделий.

В проведенных экспериментах применяли портландцемент марки 600 Здолбуновского ЦШК, портландцемент с минеральными добавками марок 400 и 500 Николаевского ЦГК, Каменец-Подольского, Ольшанского, Здолбуновского, и Кричевского заводов, сульфатостойкий портландцемент марки 400 Амвросиевского и Вольского заводов, шлакопортландцемент Каменец-Подольского, Здолбуновского и Криворожского заводов. Отдельные опыты выполняли с использованием портландцемента Воскресенского завода, шлакопортландцемента и портландцемента с минеральными добавками Балаклейского, Первомайского и Белгородского заводов.

Исследовали модификаторы типов УПБ, ЛСТ, ШСПК, НДК (сухая смесь низших дикарбоновых кислот), ЛСТМ-2, ПФС, ФТП, С-3, 10-03, СМФ, а также из сочетания с СН, ННК, НК, «Нитродал» (раствор, состоящий из нитритов натрия, нитрата кальция и других электролитов) и др. Отдельные опыты выполняли с использованием НИЛ-20, НИЛ-21, ХДСК-1. В экспериментах применяли гранитный щебень фракций 5...20 и 5...40 мм, щебень из доломитизированного известняка фракций 5...20 и 5...40 мм, гравий и щебень из гравия фракций 5...20 и 5...40 мм, кварцевый и полевошпатный пески с $M_s = 1,2...2,7$ водопоглощаемостью 6,5...13,2%. Тепловую обработку бетона проводили в лабораторных пропарочных камерах. Практически все исследования сверяли с данными производственного опыта в условиях ПО «Львовжелезобетон», Броварского ЗСК, ПО «Ровножелезобетон», ПО «Николаевжелезобетон», ПО «Курскстройдеталь», Киевского треста № 1, треста Черновострой и др.

На первом этапе изучали водоредуцирующий эффект исследуемых модификаторов. Анализ экспериментальных данных показал, что по водоредуцирующему эффекту их можно объединить в три группы 1 — С-3, 10-03 и СМФ; 2 — ЛСТМ-2, ПФС, ХДСК-1, НИЛ-20, ЛСТ; 3 — УПБ, ФТП, ШСПК, НДК. Причем их водоредуцирующий эффект снижается по приведенной последовательности:



Известно, что водоредуцирующий эффект технических лигносульфонатов отличается для различных заводов-изготовителей. Например, ЛСТ Калининградского ЦБК обладает водоредуцирующим эффектом, равным, а иногда более высоким, чем ЛСТМ-2 и ЛСТ Котласского ЦБК. Водоредуцирующий эффект ЛСТ некоторых ЦБК позволил успешно использовать этот тип соединений для снижения расхода цемента и улучшения технических свойств бетона [3].

Учитывая относительно высокую стоимость суперпластификаторов С-3, 10-03 и СМФ, была предпринята попытка совмещения их с ЛСТ и УПБ. Результаты эксперимента показали, что совмещение С-3, 10-03 и СМФ с ЛСТ и УПБ в соотношении 3:1...2:1 почти не снижает их водоредуцирующего эффекта. Обобщенные результаты исследований водоредуцирующего эффекта пластификаторов в зависимости от их рас-

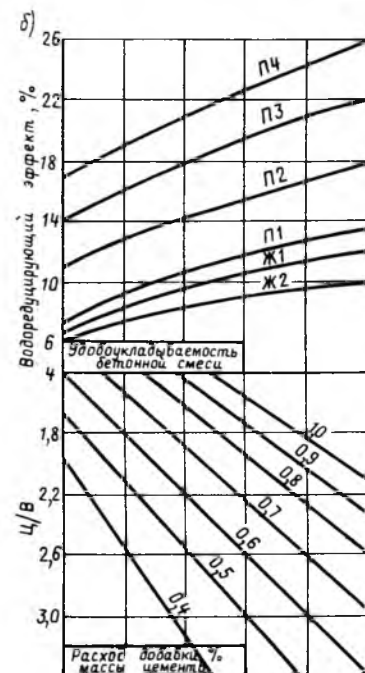
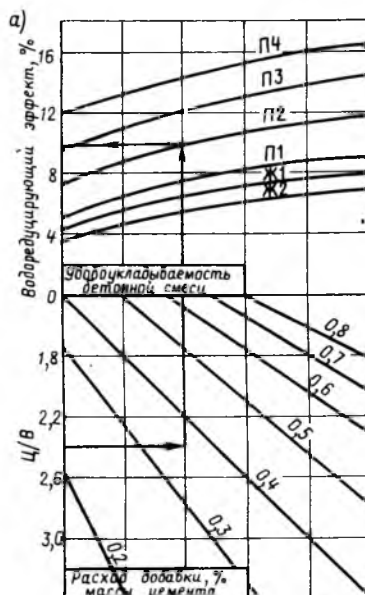


Рис. 1. Зависимость водоредуцирующего эффекта модификаторов от основных факторов
а — ЛСТ, УПБ (0,2...0,8%) и ФТП, ПФС (0,4...0,8%); б — С-3, СМФ, 10-03, С-3+УПБ

хода, Ц/В и удобоукладываемости бетонной смеси приведены на рис. 1.

На втором этапе исследований изучали влияние модификаторов на предел прочности бетона при сжатии в условиях различных режимов тепловой обработки при сопоставимой удобоукладываемости бетонной смеси. Общая картина эффективности пластификаторов проявилась более пестро и ярко. Некоторые из них, обладая высоким водоредуцирующим эффектом, снижали прочность бетона при сопоставимой удобоукладываемости бетонной смеси.

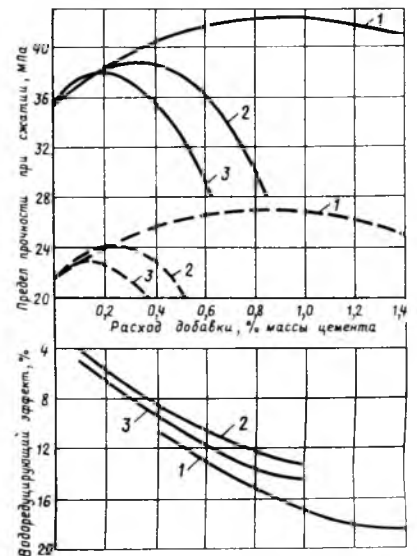


Рис. 2. Анализ эффективности модификаторов на портландцементе марки 500 с минеральными добавками Николаевского ЦГК

1 — С-3, 2 — УПБ, 3 — ЛСТМ-2; — — — — 28 сут нормального твердения; - - - - - тепловая обработка по режиму (2)+3+6+2 ч при 80 °С

Одна из таких зависимостей для УПБ, ЛСТМ-2 и С-3 на портландцементе марки 500 с минеральными добавками Николаевского ЦГК приведена на рис. 2. Установлено, что в условиях эксперимента практически все лигносульфонаты, применяемые без ускорителей твердения, при общей продолжительности тепловой обработки 12 ч и менее и температуре изотермической выдержки ниже 80 °С для бетонов с $Ц/В < 2,5$ при использовании цемента с коэффициентом эффективности при пропаривании менее 0,62 [4], а также шлакопортландцемента не дают существенного положительного эффекта.

Нецелесообразно применение лигносульфонатов для медленнотвердеющих цемента в нормальных условиях твердения при температуре ниже 10 °С. В то же время при длительных режимах тепловой обработки с использованием быстротвердеющих и высокопрочных цемента в нормальных условиях твердения бетона введение лигносульфонатов оправданно. Они практически незаменимы для сохранения прочности бетона.

В условиях тепловой обработки при использовании цемента с коэффициентом эффективности при пропаривании менее 0,62, в том числе шлакопортландцемента, целесообразно введение суперпластификаторов СМФ, а также пластификаторов ПФС и УПБ. Для рассматриваемых условий СМФ более эффективна, чем С-3. Применение С-3,

10-03, а также С-3+УПБ, 10-03+УПБ в оптимальном соотношении целесообразно во всех случаях.

Для условий тепловой обработки бетона эффективно использование комплексных модификаторов, включающих ПАВ+ускоритель твердения. Наибольший эффект достигается при сочетаниях ЛСТ+СН, УПБ+НК или ННК, ПФС+НДК, ПФС+НК.

Таким образом, для условий тепловой обработки при обычных режимах с целью повышения прочности бетона, снижения расхода цемента и интенсификации твердения при использовании большинства цементов эффективность модификаторов можно выразить следующим рядом:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{СМФ} \\ \text{С-3+ННК(НК)} \\ \text{10-03+ННК(НК)} \end{array} \right\} >$$

$$> \left\{ \begin{array}{l} \text{С-3} \\ \text{С-3+УПБ} \\ \text{ПФС+НК} \\ \text{10-03+СН} \end{array} \right\} >$$

$$> \left\{ \begin{array}{l} \text{СН+ЛСТ(ЛСТМ-2)} \\ \text{ННК(НК)+УПБ} \\ \text{ПФС+НДК} \\ \text{ФТП+ННК(НК)} \end{array} \right\} >$$

$$> \left\{ \begin{array}{l} \text{УПБ} \\ \text{НДК} \\ \text{«Нитродап»} \end{array} \right\} >$$

$$> \left\{ \begin{array}{l} \text{ЛСТ} \\ \text{ЩСПК} \end{array} \right\}$$

Некоторые отклонения в сторону уменьшения эффективности наблюдаются при использовании СН для высокоалюминиевых цементов, в сторону повышения — при введении ЛСТ для бездобавочных низкоалюминатных цементов I группы эффективности при пропаривании.

Эффективность рассматриваемых модификаторов изменяется при длительном твердении (28 сут и более) при температуре 25 °С и более, длительных и мягких режимах тепловой обработки и т. п. В этих случаях ряд модификаторов по эффективности имеет следующий вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{С-3} \\ \text{10-03} \\ \text{СМФ} \\ \text{С-3+УПБ} \\ \text{С-03+ЛСТ} \end{array} \right\} > \left\{ \begin{array}{l} \text{ЛСТМ-2} \\ \text{ПФС} \\ \text{ЛСТ} \end{array} \right\} >$$

$$> \left\{ \begin{array}{l} \text{УПБ} \\ \text{ЩСПК} \\ \text{НДК} \\ \text{ФТП} \\ \text{ННК(НК)} \end{array} \right\} > \left\{ \begin{array}{l} \text{СН} \\ \text{«Нитродап»} \end{array} \right\}$$

На третьем этапе исследовали влияние модификаторов на морозостойкость бетона. Установлено, что при использовании практически всех рассмотренных модификаторов (кроме ЩСПК) при одинаковых значениях Ц/В морозостойкость бетонов не увеличивается, хотя объем вовлеченного воздуха по сравнению с контрольными составами повышается на 2...4 %. Повышение морозостойкости бетонов достигается благодаря водоредуцирующему эффекту.

Исследование завершено комплексным технико-экономическим анализом [5, 6]. К сожалению, этот этап при определении перспективных направлений использования модификаторов обычно недооценивается, поэтому на многих предприятиях выбор их видов и расхода оказывается случайным.

В основу анализа были положены зависимости удельных затрат от вида и расхода модификаторов при использовании различных цементов, смесей с различной удобоукладываемостью для конструкций, отличающихся размерами сечения и густотой армирования в условиях тепловой обработки и нормального твердения.

Выводы

При использовании рассмотренных пластификаторов и комплексных модификаторов на их основе оптимальное соотношение между маркой цемента и классом бетона смещается с 1,5...2 (СНиП 5.01-23-83, СНиП 3-03-01-87) до 0,75...1,35.

Применение С-3 и СМФ наиболее эффективно для получения высокопрочных бетонов класса В30 и выше при использовании цементов, марка которых равна или ниже прочности проектируемого бетона, а также литых бетонов класса не ниже В20. Эффективность этих суперпластификаторов можно повысить сочетанием с УПБ и ЛСТ (1,5...3 : 1). Применение 10-03 оправдано только для высокопрочных бетонов из высокоподвижных и литых бетонных смесей.

Для бетонов классов В10...В25 с маркой и удобоукладываемостью до П2 в условиях тепловой обработки при использовании цементов II и III групп эффективности при пропаривании целесообразны ПФС, УПБ, НДК, ЛСТ+СН, ННК(НК)+УПБ, ННК(НК)+ПФС, ПФС+НДК.

Применение практически всех лигносульфонатов, не содержащих ускорителей твердения, для бетонов классов В7,5...В25 на цементах II и III групп эффективности при пропаривании не дает преимуществ при продолжительности тепловой обработки менее 11 ч. Введение лигносульфонатов в бетоны, подвергаемые тепловой обработке, наи-

более эффективно при использовании цементов I группы эффективности при пропаривании, а также при определении класса бетона в длительные сроки (28 сут и более) при температуре твердения не ниже 15 °С.

Наибольший экономический эффект от применения суперпластификаторов может быть достигнут при замене конструкций из обычных бетонов высокопрочными классов В40 и выше, использовании обычных цементов вместо высокопрочных для увеличения производительности формовочных постов.

Использование комплексных модификаторов, содержащих ускоритель твердения, позволяет сократить длительность твердения бетона до получения требуемой прочности и экономии цемента. При введении обычных ПАВ достигается в основном только экономия цемента и в отдельных случаях — дополнительное улучшение удобоукладываемости бетонной смеси.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Батраков В. Г. Модифицированные бетоны. — М.: Стройиздат, 1990. — 396 с.
2. Ратинов В. Б., Розенберг Т. И. Добавки в бетон. — М.: Стройиздат, 1975. — 207 с.
3. Дмитриев А. С., Никифоров А. П. Новое в использовании пластифицирующей добавки СДБ в монолитном бетоне // Новые методы исследования свойств бетонной смеси и бетона / Тр. НИИЖБ, 1977. — Вып. 29. — С. 113—118.
4. Малинина Л. А. Снижение энергетических затрат при производстве сборного железобетона за счет рационального выбора цементов, назначения эффективных режимов термообработки бетона и учета экзотермии // Тез. докл. Всесоюз. научно-практического семинара по экономии энергии при производстве сборных железобетонных конструкций и изделий / Госстрой СССР. — М, 1984. — С. 53—58.
5. Цыганков И. И. Технико-экономический анализ способов производства сборного железобетона. — М.: Стройиздат, 1973. — 184 с.
6. Файнер М. Ш. Технико-экономическая оценка добавок к бетонам // Изв. вузов: Сер. Стр-во и архитектура. — 1983. — № 3. — С. 73—77.

В. И. НАНАЗАШВИЛИ, Г. И. GERMANСКИЙ, инженеры
(НИЦСМ Госстроя СССР)

Монолитные покрытия пола повышенной эксплуатационной стойкости на основе ВНВ, модифицированного полимером

Одним из рациональных путей повышения эксплуатационных характеристик покрытия полов (износостойкость, твердость, стойкость к ударам и действию агрессивной среды) является применение нового высокоэффективного вяжущего низкой водопотребности (ВНВ).

Минимальная водопотребность ВНВ ($H_f = 16...18\%$) и высокая активность (до 90 МПа), по сравнению с другими вяжущими, позволяют получить покрытие повышенной плотности, прочности, износостойкости и водонепроницаемости. С целью улучшения структуры цементного камня, повышения химической стойкости, ударной вязкости и прочности сцепления цементного камня с заполнителем в состав бетонной смеси целесообразно вводить водорастворимую ацетоформальдегидную смолу (АЦФ) в количестве 1,5...2 % массы вяжущего.

Высокая средняя плотность покрытия на основе ВНВ (2300...2350 кг/м³) позволяет ему лучше противостоять влагопеременным и химическим воздействиям. Относительно невысокая усадка покрытия ($4,8 \cdot 10^{-4}$), связанная с низкой водопотребностью вяжущего, а также высокая прочность при растяжении (3,8 и 4,6 МПа) и прочность сцепления цементного камня с заполнителем (2,6 и 3,0 МПа) соответственно для составов при использовании модифицированного смолы ВНВ-50 и ВНВ-100 обеспечивают получение монолитного покрытия без усадочных трещин, что способствует повышению надежности и долговечности пола.

Одним из важнейших эксплуатационных показателей покрытия пола общественных зданий с особо интенсивным движением транспортных средств и людей является истираемость. Существенное увеличение (в 3...3,5 раза) износостойкости покрытия на основе ВНВ, по сравнению с поливинилацетатноцементным покрытием, связано с более плотной упаковкой новообразований в процессе гидратации первого, увеличением прочности цементного камня и композиционной системы в целом. При этом в 1,7...1,9 раза повышается прочность сцепления цементного камня с

Таблица 1

Состав	Содержание клинкерного составляющего в ВНВ, %	Вид минеральной добавки	О. К., см	Расход компонентов, кг/м ³				
				ВНВ	щебень	песок	вода	АЦФ
1	60	Доменный гранулированный шлак	12—13	480	1060	590	144	7
2	60	То же	13—14	430	1080	610	141	8
3	60	Вулканический туф	12—14	450	1070	600	137	7,5

заполнителем и существенно (в 4...5 раз) снижается истираемость полимерцементного камня — наиболее подверженному истиранию компонента бетона.

В лабораторных условиях были имитированы устройство и процесс уплотнения виброрейкой фрагмента монолитного пола на основе разработанных нами композиций. Оптимальные составы для устройства монолитного покрытия из бетона на основе ВНВ и АЦФ приведены в табл. 1.

Таблица 2

Состав	Показатели свойств					
	$R_{сж}$, МПа	$R_{вт}$, т/см ²	стойкость к удару, Дж/см ³	средняя плотность, кг/м ³	W, %	$K_{х.с.}$ (5 % молочной кислоты)
1	57,3	0,27	165	2230	4,2	0,71
2	52,4	0,30	150	2200	4,4	0,66
3	55,6	0,28	100	2220	4,3	0,72

Физико-механические и эксплуатационные свойства монолитного покрытия пола на основе ВНВ и АЦФ характеризуются данными табл. 2.

Применение в качестве минеральной добавки при приготовлении ВНВ доменного гранулированного шлака или кислых вулканических стекол вместо песка позволяет не только увеличить активность вяжущего на 10...15 %, но и повысить химическую стойкость покрытия на его основе. Это объясняется более полным протеканием пуццолоановой реакции, что особенно важно для полов, эксплуатируемых на предприятиях, работающих с агрессивными средами.

Проведенные нами исследования показали, что полимерцементное покрытие полов на основе ВНВ с применением АЦФ наиболее целесообразно применять в промышленных зданиях, где требуются высокая стойкость к ударным воздействиям и износостойкость, сочетающаяся со стойкостью к действию агрессивных сред. Такие покрытия эффективны также на предприятиях электроники, точного машиностроения и в медицинских учреждениях, где требуется обеспечить беспыльность пола.

Внимание специалистов!

В сентябре 1992 г. в Москве состоится VII Международный конгресс по применению полимеров в бетоне (ИКПИК-92).

Организатором конгресса является Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) Госстроя СССР.

Заявки на участие в работе конгресса просим направлять в комиссию по отбору докладов Оргкомитета ИКПИК-92 проф. В. В. Патурову по адресу: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ.

Релаксация напряжений высокопрочной проволочной арматуры при повышенной температуре

В зависимости от технологии изготовления и условий эксплуатации преднапряженные железобетонные конструкции могут подвергаться кратковременному или длительному нагреву (например, при ТВО, в горячих цехах и др.). В таких конструкциях потери преднапряжения арматуры от релаксации возрастают в зависимости от температуры нагрева, его длительности и других факторов. В некоторых конструкциях потери напряжений от релаксации могут быть основными в общей сумме потерь напряжений арматуры, вызванных усадкой, ползучестью бетона и другими причинами.

Релаксацию напряжений арматуры при повышенной температуре изучали многие авторы в нашей стране и за рубежом. Однако методика проведения таких исследований достаточно сложна и трудоемка, требует наличия сложных и надежных установок, соответствующей квалификации и навыков персонала. Даже небольшие различия в методике опытов, характеристиках испытательного оборудования и приборов могут приводить к существенному разбросу экспериментальных данных и различной количественной и качественной оценке получаемых результатов. Поэтому в настоящее время отсутствует единое общепринятое мнение о характере изменения релаксации напряжений арматуры при повышенной температуре σ_{rel}^t .

Для упрощения расчетов во многих случаях используют линейную зависимость $\sigma_{rel}^t - t$. По СНиП 2.03.01—84 при проектировании преднапряженных железобетонных конструкций, эксплуатируемых при повышенной температуре, потери напряжений от релаксации арматуры определяют по зависимости [1]

$$\sigma_{rel}^t = \sigma_{rel}^{20} + \sigma_{rel}^{t-20}, \quad (1)$$

где σ_{rel}^{20} — потери напряжений от релаксации при нормальной температуре (20 °С); σ_{rel}^{t-20} — приращение потерь напряжений от релаксации проволочной арматуры, соответствующее приращению температуры в интервале от 20 °С

до t : $\sigma_{rel}^{t-20} = K(t - 20) \sigma_{sp}$; K — понижающий коэффициент, учитывающий, что в арматуре, расположенной в бетонной конструкции, релаксация напряжений протекает при изменении длины арматуры в результате ее совместного деформирования с бетоном конструкции (усадка, ползучесть и т. д.): $K=0,001$ для стержневой арматуры, $K=0,0012$ для проволочной арматуры; σ_{sp} — начальное напряжение арматуры.

Таким образом σ_{rel}^{t-20} в действующих нормах не характеризует релаксацию арматуры в чистом виде, чему соответствует неизменяющаяся длина арматуры, а определяется в зависимости от преднапряжения арматуры и приращения температуры.

Анализ экспериментальных данных установлено, что на релаксацию напряжений арматуры при нормальной и повышенной температуре влияют длительность выдерживания под напряжением, а также особенности технологии изготовления арматуры (стабилизированная, с низкотемпературным отпускком). В некоторых опытах обнаруживаются также влияние вида проволочной арматуры (канат, проволока) и наличие периодического профиля на поверхности проволоки.

Для установления степени влияния

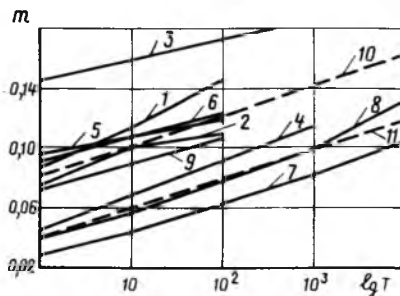


Рис. 1. Изменение m во времени по данным различных исследований

1...3 — отпущенная проволока периодического профиля \varnothing 5 мм при $\sigma_{sp}=0,65; 0,7$ и $0,75 \sigma_u$; 4, 5 — то же гладкая при $\sigma_{sp}=0,6$ и $0,71 \sigma_u$; 6 — отпущенные семипроволочные канаты \varnothing 15 мм при $\sigma_{sp}=0,6 \sigma_u$; 7, 8 — стабилизированная проволока и канаты при $\sigma_{sp}=0,7$ и $0,75 \sigma_u$; 9 — то же канаты \varnothing 15 мм при $\sigma_{sp}=0,8 \sigma_u$; 10, 11 — расчетная зависимость при $\sigma_{sp}=0,75 \sigma_u$ для отпущенной и стабилизированной арматуры

этих факторов на релаксацию напряжений при повышенной температуре представим σ_{rel}^{t-20} в общем виде зависимостью

$$\sigma_{rel}^{t-20} = m(t - 20) \sigma_{sp}, \quad (2)$$

откуда

$$m = \frac{\sigma_{rel}^{t-20}}{\sigma_{sp}(t - 20)} = \frac{\sigma_{rel}^t - \sigma_{rel}^{20}}{\sigma_{sp}(t - 20)}$$

В данном случае переменный параметр m характеризует относительное приращение потерь напряжений от релаксации, соответствующее повышению температуры в интервале от 20 °С до t , и учитывает комплексное влияние всех факторов на σ_{rel}^{t-20} .

На рис. 1 представлены графики изменения m во времени, построенные по экспериментальным данным различных исследователей, исходя из условия линейной зависимости потерь напряжений от температуры. Несмотря на разброс результатов, сравнение графиков $m - \lg T$ соответствующих образцам с сопоставимыми характеристиками позволяет установить, что m возрастает со временем практически пропорционально $\lg t$. Для образцов со стабилизированной арматурой (линии 7 и 8 на рис. 1) m меньше, чем для образцов арматуры, изготовленной с низкотемпературным отпускком. С повышением начального уровня напряжения арматуры m возрастает (линии 1—2 и 4—5 на рис. 1).

Установленные закономерности аналитически можно выразить зависимостью

$$m = \alpha \frac{\sigma_{sp}}{\sigma_u} (\lg T + 2l), \quad (3)$$

где α — безразмерный коэффициент; σ_u — временное сопротивление арматуры; $T \geq 1$ ч; l — коэффициент, учитывающий вид арматуры.

Для определения m в инженерных расчетах можно принимать $\alpha=0,00025$ при $l=1$ и $l=2$ для стабилизированной арматуры или изготовленной с низкотемпературным отпускком. Получаемые при этом расчетные значения m с достаточной для практики осторожностью оценивают данные опытов.

Таким образом, формула для подсчета приращения потерь напряжений арматуры от релаксации при увеличении температуры в интервале 20 °С... t

$$\begin{aligned} \sigma_{rel}^{t-20} &= m(t - 20) \sigma_{sp} = \\ &= 0,00025 \frac{\sigma_{sp}}{\sigma_u} \sigma_{sp} \times \\ &\times (\lg T + 2l)(t - 20), \end{aligned} \quad (4)$$

а с учетом рекомендаций, изложенных в источнике [2], потери напряжений от

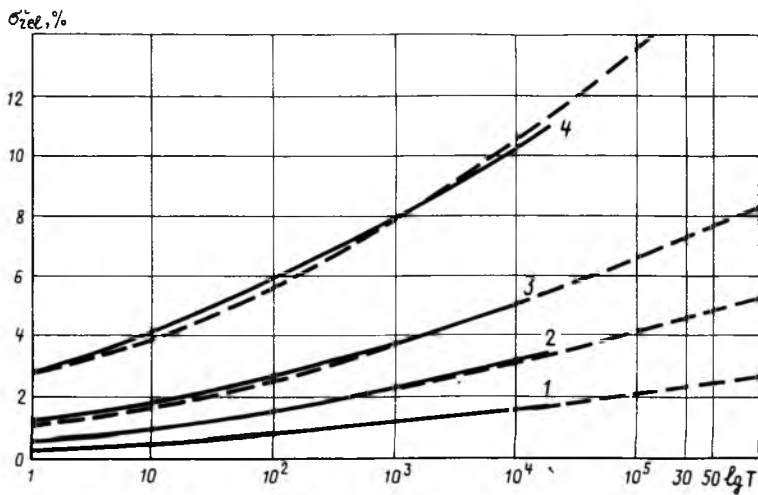


Рис. 2. Релаксация стабилизированной проволочной арматуры при нормальной и повышенной температуре

— по данным фирмы «Somerset»; - - - - - расчет по формуле (5); 1— $t=20$; 2— $t=40$; 3— $t=60$; 4— $t=100$ °C

релаксации арматуры за время T при повышенной температуре

$$\begin{aligned} \sigma_{rel}^t = & \sigma_{rel}^{30} + \sigma_{rel}^{t-20} = \sigma_{rel}^{1000} \times \\ & \times [C + 0,192(1-C)(\lg T)^{1,5}] + \\ & + 0,00025 \sigma_{sp} \frac{\sigma_{sp}}{\sigma_u} \times \\ & \times (\lg T + 2)(t - 20), \end{aligned} \quad (5)$$

где σ_{rel}^{1000} — потери напряжений от релаксации за 1000 ч выдерживания при нормальной температуре [2]: $\sigma_{rel}^{1000} = a \sigma_{sp} (\sigma_{sp} / \sigma_u - b)$. Для арматуры, изготовленной с низкотемпературным отпуском, и стабилизированной арматуры

$a=0,4$ и $0,17$; $b=0,5$ и $0,55$.

$C = \sigma_{rel}^1 / \sigma_{rel}^{1000} = 0,2 \dots 0,45$ в зависимости от вида арматуры; σ_{rel}^1 — потери напряжений от релаксации при нормальной температуре за 1 ч выдерживания.

На рис. 2 представлены кривые релаксации напряжений стабилизированной арматуры при различной температуре, построенные по данным опытов фирмы «Somerset», а также расчетные кривые по формуле (5).

Как видно из сопоставления, расчетные кривые вполне удовлетворительно для практических целей совпадают с результатами опытов.

На основании обобщения и анализа накопленных за многие годы данных опытов различных исследователей предложена зависимость (5) для определения потерь напряжений от релаксации высокопрочной проволочной арматуры при различной температуре, комплексно учитывающая влияние уровня начального напряжения арматуры, ее вид, длительность выдерживания под напряжением и температуру.

Использование формулы (5) при соответствующем учете деформаций арматуры на стадиях изготовления и эксплуатации преднапряженных железобетонных конструкций позволит повысить их надежность вследствие более точной оценки возможных потерь напряжений арматуры при нормальной и повышенной температуре.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Михайлов К. В., Кричская Э. А. Исследование реологических свойств высокопрочной проволочной арматуры при нормальных и повышенных температурах // Новые виды эффективной стальной и стеклопластиковой арматуры для железобетонных и армированных бетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1966. — С. 85—101.
2. Мамедов Т. И. Оценка потерь напряжений в высокопрочной проволочной арматуре от релаксации при нормальной температуре // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 15—17.

УДК 691.81

И. С. ШАПИРО, А. М. ФРИДМАН, кандидаты техн. наук (НИИЖБ);
А. Н. ПОТАПОВ, инж. (КТБ НИИЖБ)

Снижение металлоемкости в сварных закладных изделиях при сварке под флюсом

В строительстве регламентируется десять конструктивных типов закладных изделий, в которых анкеры приваривают втавр к плоским элементам листового или профильного проката (ГОСТ 14098—85). В зависимости от способа сварки относительные объемы производства таких изделий составляют: для механизированной сварки под флюсом на серийном оборудовании и на устройствах собственного изготовления — 35...40 %, для контактной сварки сопротивлением на модернизированном стандартном оборудовании — до 5 %, для ручной дуговой сварки в раззенкованные отверстия — 45...50 %, для прочих способов (сварка в углекислом

газе, контактная оплавлением и т. д.) — до 1 % для каждого.

На изготовление закладных изделий расходуется около 1 млн. т стали. По ориентировочным расчетам, их выпускают менее 300 млн. шт., из которых до 70 % для домостроения, соцкультбыта и промышленного строительства с анкерами диаметром до 16 мм, т. е. так называемые легкие закладные изделия. В зависимости от технологического процесса сварки (без учета расчетно-конструктивных требований) изменяется толщина плоских элементов закладных изделий при использовании анкеров диаметром до 16 мм. Соответствующие минимальные значения отно-

шений толщины плоского элемента листового проката S к номинальному диаметру арматурного стержня d_n для арматуры из стали класса А-III ($d_n \leq 16$ мм) для разных способов сварки будут равны: для механизированной под флюсом и ручной — 0,65; контактной сопротивлением — 0,5; ручной дуговой в раззенкованные отверстия — 0,75; для прочих способов — 0,3...0,5.

Механическое оборудование для подготовки анкеров и плоских элементов проката используется для всех способов сварки. Однако для выполнения контактно-рельефной сварки необходимо использовать специальное оборудование, обеспечивающее формирование рельефов; для ручной дуговой сварки необходимы сверловка отверстий и их последующая зенковка. Сварка под флюсом не требует дополнительной обработки плоских элементов. Установочная мощность сварочного оборудования различна для разных способов, неодинакова производительность изготовления закладных изделий. В табл. 1 приведены технические характеристики разных способов для таврового соедине-

ния пластины с арматурным стержнем ($d_n=10$ мм).

Наиболее высокую производительность обеспечивают сварка под флюсом и контактная сварка (контактно-рельефная). Превосходя последнюю по простоте и низкой стоимости используемого оборудования, а также отсутствию необходимости применения дополнительного силового оборудования и оснастки (штампов) для формирования рельефа, сварка под флюсом уступает контактной по потреблению листового проката. Большие объемы применения ручной дуговой сварки, характеризующейся такими недостатками, как неоправданно высокие объемы потребления листового проката и низкая производительность изготовления закладных изделий, наиболее просто можно заменить сваркой под флюсом, которая в отличие от контактной сварки не требует массивности изготовления однотипных закладных изделий.

Учитывая большой объем применения сварки под флюсом, актуальным является снижение металлоемкости закладных изделий для этого вида сварки. Одновременно разрабатывались условия устранения часто повторяемого дефекта — неполного замыкания венчика наплавленного металла наружной поверхности анкера закладного изделия (ГОСТ 10922—85).

По результатам исследований

Т а б л и ц а 1

Способ сварки	Производительность, сварок/ч	Установочная мощность сварочного оборудования, кВт
Под флюсом	250—500	125
Контактная	400—500	150
Ручная дуговая в раззенкованные отверстия	120—150	30
Прочие	100—40	30—200

Т а б л и ц а 2

Класс арматуры	Минимальное отношение толщины плоского элемента сортового проката к диаметру стержня S/d_n		Допускаемая минимальная нормативная толщина плоского элемента проката S , мм
	по новой технологии	по существующей технологии	
A-I	0,3	0,50	4
A-II	0,4	0,55	4
A-III	0,5	0,65	4

НИИЖБ разработана технология сварки под флюсом закладных изделий, характеризующаяся отсутствием вышеуказанных недостатков.

Совместно с НПО ЦНИИТМАШ предложен новый состав флюса для сварки закладных изделий, технологи-

ческие свойства которого обеспечивают уменьшение глубины проплавления металла и, как следствие, толщины плоского элемента при сварке, лучшее его растекание по поверхности плоского элемента, улучшающее формирование венчика наплавленного металла (рис. 1).

При использовании анкеров диаметром до 16 мм из арматуры классов A-I...A-III можно достигнуть экспериментально установленных (табл. 2) минимальных отношений толщины плоского элемента сортового проката к диаметру стержня, обеспечивающие равнопрочность сварного соединения.

Данные табл. 2 показывают, что при использовании новой технологии сварки закладных изделий под флюсом можно обеспечить экономию листового проката для арматуры A-I — до 40, класса A-II — до 27, класса A-III — до 23 %.

При идентичных параметрах режимов сварки, определяемых значениями S , d_n и временем сварки, новая технология обеспечивает уменьшение в 2...3 раза эксцентриситета оси арматурного стержня по сравнению с соответствующими значениями при использовании флюса марки АН-348-А. Одновременно уменьшается глубина проплавления металла плоского проката, возрастает диаметр венчика наплавленного металла. Макрошлифы сварных соединений, полученные по новой технологии, показаны на рис. 2.

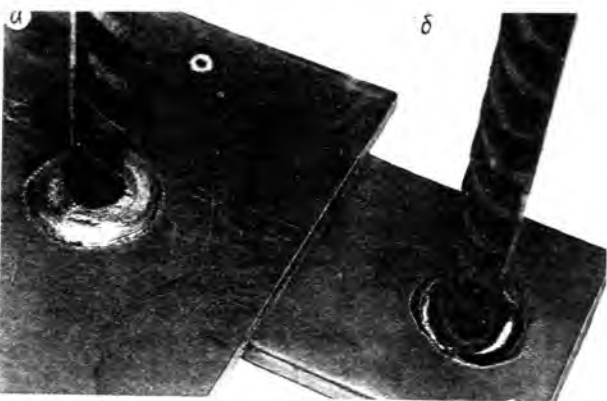


Рис. 1. Внешний вид сварных соединений закладных изделий, выполненных с использованием нового специального состава флюса (а) и флюса марки АН-348-А (б)

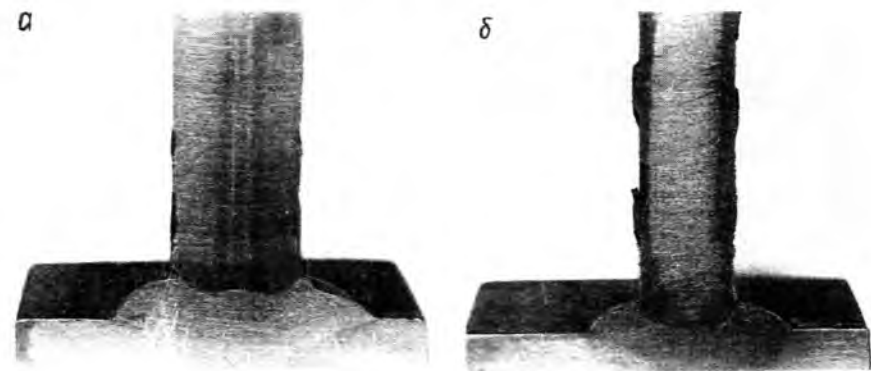


Рис. 2. Макрошлифы сварных соединений, полученные при использовании нового состава сварочного флюса

а — $S=6$ мм, $d_n=12$ мм (A-II); б — $S=4$ мм, $d_n=10$ мм (A-II)

УДК 666.97.03

А. К. ЗАВОЙСКИЙ, В. И. ШАВРИН, кандидаты техн. наук (НИИСП)

Новая технологическая линия с напольными кассетами

Значительную часть изделий основной номенклатуры для крупнопанельных жилых домов изготовляют по кассетной технологии. Это внутренние стеновые панели, ненапряженные плиты перекрытий и перегородки. Однако применяемые в нашей стране кассетные установки Гипростроммаша не соответствуют требованиям современного производства.

С использованием передового отечественного и зарубежного опыта в НИИСПе разработана механизированная напольная кассета (МНК) и на ее основе технологическая линия (МНКТЛ) для изготовления внутренних стеновых панелей и плит перекрытий. Кассета состоит из подвижных формовочно-тепловых щитов, не-

подвижной опоры, самоходной силовой тележки и жестких тяг, посредством которых тележка взаимодействует со щитами при разборке пакета (рис. 1). Щиты и тележка оперты катками на обшивке для них направляющие в уровне пола цеха. Тележка связана с крайним щитом рычажно-гидравлическим механизмом по типу распалубочной машины СМЖ-20А.

Кассета работает следующим образом (рис. 2). После термообработки изделий пакет, первоначально находящийся в крайнем левом положении, разбирают. Первый щит присоединяют жесткими тягами к тележке и с ее помощью отодвигают на расстояние 2 м, затем тележка отъезжает еще на 2 м. Таким образом между крайним

и первым, первым и вторым щитами образуются две рабочие зоны (посты подготовки), в которых параллельно выполняются операции по распалубке изделий, чистке, смазке и армированию щитов.

Последующая разборка пакета осуществляется реверсивными движениями тележки и присоединением к ней одновременно двух щитов — первого и второго, второго и третьего и т. д. с обеспечением постоянно двух постов подготовки.

После подготовки всех щитов пакет перемещается силовой тележкой в исходное положение, т. е. к неподвижной опоре, и обжимается рычажно-гидравлическим механизмом. При этом тележка крепится к фундаменту специальными автоматическими захватами. Затем производят укладку бетонной смеси и термообработку изделий.

Технологическая линия при работе в две смены включает две механизированные напольные кассеты, бетоноукладчик, распалубщик, средства доставки бетона и арматуры, а также конвейер отделки и доводки изделий (рис. 3).

Линию обслуживают в смену 6 рабочих: три формовщика, два отделочника и крановщик. Работы организованы по принципу «смена — пакет». В соответствии с существующим уровнем трудоемкости выполнения технологических операций в кассетном производстве вместимость первого пакета определена 25 отсеков, второго — 31.

Распалубка изделий и подготовка щитов осуществляются с помощью распалубщика. Эти операции на первом пакете занимают 5...5,5 ч. В оставшееся до конца смены время (2,5...3 ч) укладывают бетонную смесь, а часть высвободившихся рабочих начинают разборку и подготовку второго пакета. График производственного процесса представлен на рис. 4.

Бетонную смесь подвижностью ПЗ по ГОСТ 7473—85 укладывают из самоходного съёмного бункера в два отсека с

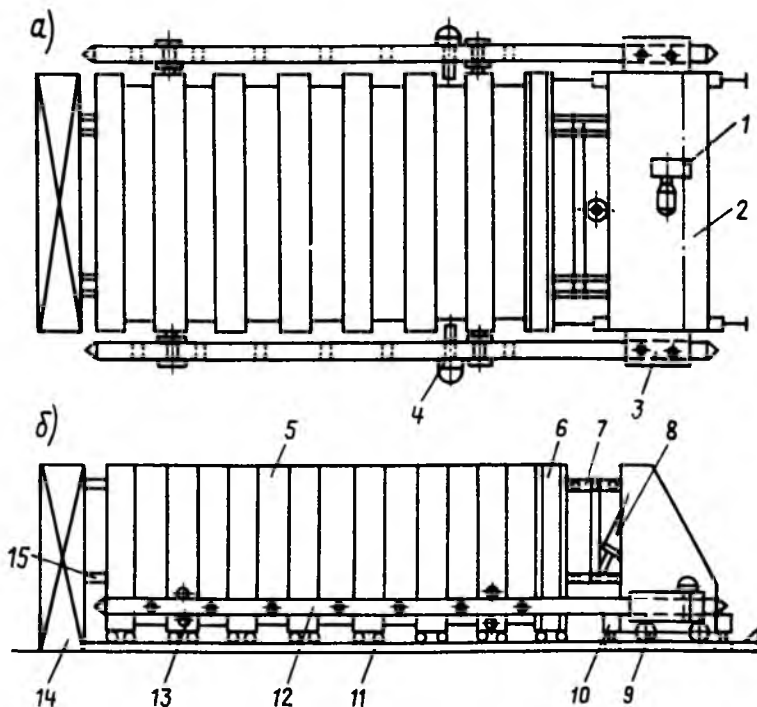


Рис. 1. Механизированная напольная кассета МНК

а — план; б — вид сбоку; 1 — привод тележки; 2 — самоходная силовая тележка; 3 — сцепки; 4 — пальцы; 5 — пакет формовочно-тепловых щитов; 6 — крайний щит; 7 — рычажно-гидравлический механизм; 8 — силовой цилиндр; 9 — катки тележки; 10 — автоматические захваты; 11 — катки щитов; 12 — жесткие тяги; 13 — ролики; 14 — неподвижная опора; 15 — штуцеры подачи пара и отвода конденсата

уплотнением глубинными или навесными вибраторами либо с помощью специально разработанного вибронасадка (рис. 5). Если в кассетах установить по одному-два силовых разделительных щита, можно полойно укладывать бетонную смесь одновременно в 10...13 отсеков.

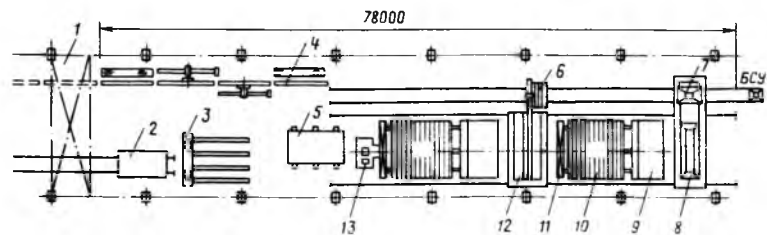


Рис. 3. Схема технологической линии с напольными кассетами

1 — мостовой кран грузоподъемностью 10 т; 2 — вывозная тележка; 3 — станель для выдерживания изделий; 4 — конвейер отделки и доводки изделий; 5 — станель для переоснащения щитов; 6 — подвижный контейнер для арматурных каркасов; 7 — съемный самоходный бункер; 8 — бетоноукладчик с вибронасадкой для уплотнения бетонной смеси; 9 — самоходная силовая тележка; 10 — пакет формовочно-тепловых щитов; 11 — неподвижная опора; 12 — распалубщик с самоходными подмостями и тельфером; 13 — конвейер удаления отходов

Термообработку изделий осуществляют с помощью пара, запущенного в полости формовочно-тепловых щитов, разделенных горизонтальными перегородками на зоны для обеспечения равномерного распределения температуры по площади изделий. Впервые разработана сменяемая система парораспределения, что соответствует требованиям ГОСТ 12805—78. Она представляет собой расположенный снизу щита коллектор, к которому на фланцах присоединены перфорированные трубки-стояки, подающие пар в каждую зону в отдельности. Щиты оборудованы патрубками бесшланговых соединений подвода пара и отвода конденсата.

В качестве палубы щитов можно применять лист толщиной 12...24 мм.

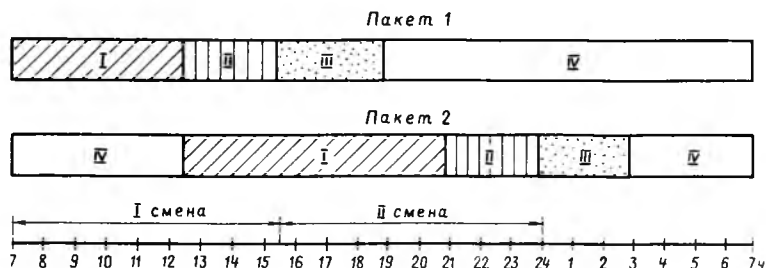


Рис. 4. График производственного процесса на линии МНКТЛ

I — подготовка; II — формование; III — термообработка; IV — термос

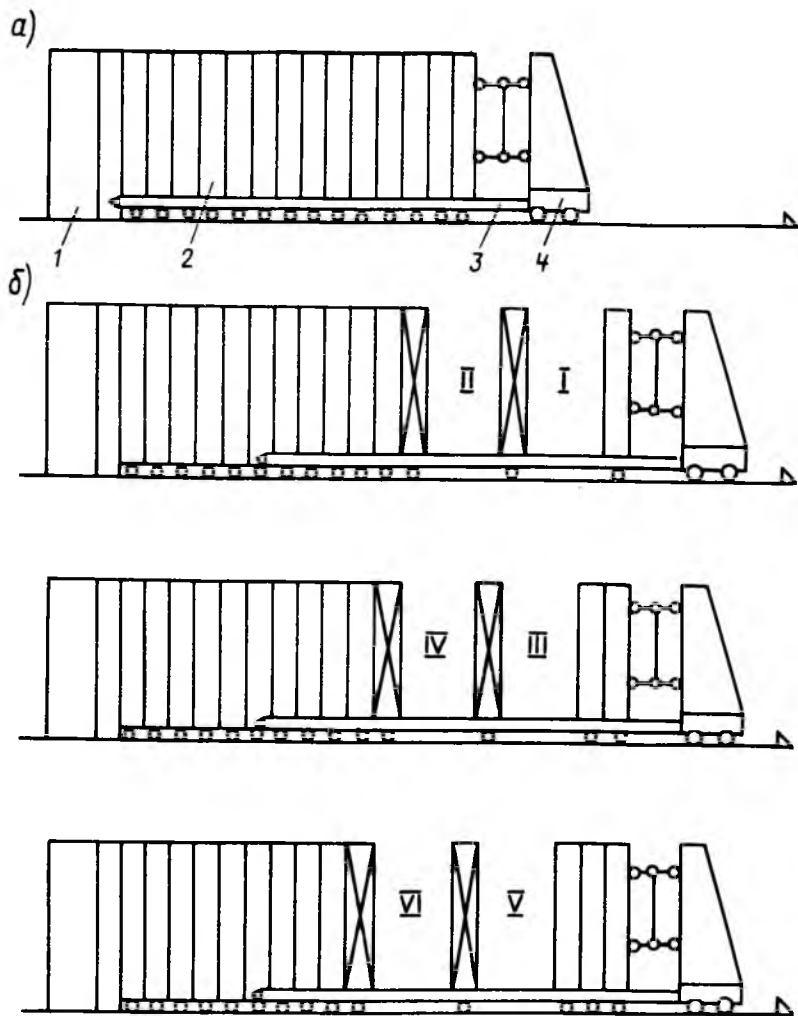


Рис. 2. Схема работы кассеты

а — исходное положение; б — промежуточные положения; I...VI — посты по подготовке щитов; 1 — неподвижная опора; 2 — пакет формовочно-тепловых щитов; 3 — жесткие тяги; 4 — самоходная силовая тележка

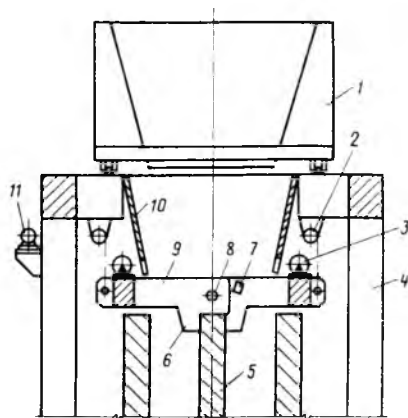


Рис. 5. Вибронасадка для уплотнения бетонной смеси

1 — бункер для бетонной смеси; 2 — отводные блоки; 3 — вибровозбудители; 4 — портал бетоноукладчика; 5 — формовочно-тепловые щиты; 6 — прихваты; 7 — упор; 8 — шарнир; 9 — рычаги; 10 — направляющая воронка; 11 — лебедка

Благодаря организации работ по принципу «смена — пакет» можно увеличить продолжительность термообработки изделий до 16 ч и, как следствие этого, применить мягкие режимы с пониженным температурным уровнем изотермического выдерживания.

В линии МНКТЛ проблема обеспечения гибкости производства решена путем установки в пакеты дополнительных щитов для формования малотиражных изделий в соответствии с их потребностью. Кроме того, предусмотрена возможность оперативной (в течение

12 мин) замены щитов, прикрепляемых к кареткам инвентарными быстросъемными соединениями.

Технико-экономическая характеристика линии МНКТЛ

Максимальные габариты панели, мм	7200× 3600× ×160 (120; 100; 80)
Годовой выпуск при двухсменной работе, тыс. м ³	35

Число рабочих с учетом конвейера отделки	12
Трудоёмкость изготовления панелей, чел·ч/м ³	0,7
Масса кассет из листа толщиной 12 мм, т	311
Общая масса технологического оборудования, т	402
Удельная металлоёмкость оборудования, кг/м ³	11,5
Длина линии в формовочном пролете, м	48
Минимально необходимая длина формовочного пролета, м	70
Ширина пролета, м	18

Съем продукции с 1 м ² производственной площади, м ³ /м ²	29
Минимальная высота до УГР подкранового пути, м	8,25

Экспериментальный образец линии МНКТЛ предусмотрено изготовить и смонтировать на Харьковском ДСК-1 в 1991 г.

Дополнительную информацию можно получить в НИИСПе по адресу: 252180, Киев, 180, Краснозвездный пр., 51; тел.: 271-31-72 и 271-31-23.

УДК 691-4

Г. С. МИТНИК, М. И. БРУССЕР, кандидаты техн. наук (НИИЖБ);
И. Л. ЦВЕТКОВ, канд. техн. наук (НИПИИ стройиндустрия);
И. Н. НАГОРНЯК, инж. (Госстрой СССР)

Новая форма для изготовления контрольных кубов бетона

Во ВНИИжелезобетоне в середине 70-х годов разработана двухместная форма для выпуска кубов с ребром 100 мм [1, 2]. Она отличается малым числом разборных элементов (три, если не считать детали крепления), легкостью сборки и разборки, технологичностью, что позволяет производить ее в соответствии с требованиями ГОСТ 226—85.

Форма 2ФК-100 конструкции ВНИИжелезобетона, будучи более совершенной, чем эксплуатируемые на заводах и в лабораториях полностью разборные формы, у которых детали устанавливали в пазах и стягивали горизонтальными и вертикальными винтами, относительно быстро вытеснила старые формы.

За прошедшие годы на некоторых заводах налажено крупносерийное производство форм 2ФК-100 типовой конструкции. Завод Сантехпром Минстройматериалов УССР ежегодно выпускает 35...40 тыс. таких форм. Проверка четырех заводов, изготавливающих формы 2ФК-100, проведенная НИИЖБом в 1987 г., показала, что все эти предприятия выпускают формы без отклонений от требований ГОСТ 226—85.

Многолетней практикой заводов сборного железобетона и лабораторий строительных организаций установлено, что типовые формы обеспечивают лучшее качество кубов по геометрии, чем старые формы, а это, как известно, благоприятно сказывается на точности оценки прочности бетона и не приводит к перерасходу цемента [3]. Недо-

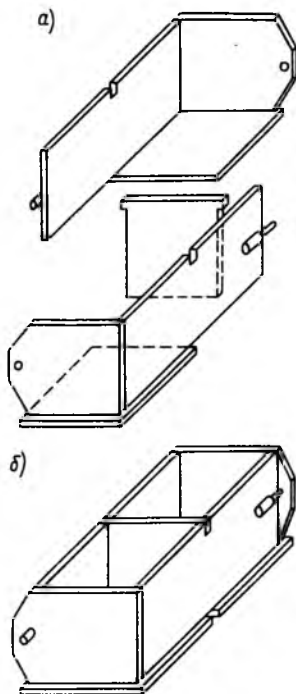
статком форм 2ФК-100 является крепление перегородок в пазах продольных стенок. Для всех форм, у которых предусмотрено крепление отдельных деталей в глухих пазах, независимо от длины пазов (в форме 2ФК-100 суммарная длина пазов 200 мм, а в ранее применяемых формах — 1800 мм) это связано с тем, что пазы для установки в них перегородки выполняют

несколько шире, чем толщина перегородки, что исключает точную ее фиксацию. Кроме того, необходима тщательная очистка пазов после каждого цикла работы. Эту операцию обычно выполняют недостаточно тщательно, вследствие чего перегородку забивают в плохо очищенные пазы, при этом выгибаются продольные стенки и расклепывается верхняя грань перегородки. Это определяет необходимость выполнения перегородки из стали с повышенными механическими характеристиками и термической обработки детали. Однако даже при использовании твердой стали срок службы формы из-за деформаций стенок при забивке перегородки обычно ниже нормативного.

Испытаниями установлено, что даже при нормальной эксплуатации форм, исключающей их падение и загрузку нерасчетной массой, уже после первых циклов работы отмечается приращение отклонений от плоскостности граней бетонных кубов, которое в дальнейшем приводит к получению кубов не соответствующих по геометрическим параметрам ГОСТ 101—80.

Для исключения недостатков формы 2ФК-100 предложена новая конструкция, у которой перегородка фиксируется сверху двумя выступами, входящими в вырезы продольных стенок (см. рисунок). Внизу перегородка заземляется полуднищами формы. При этом не только достигается точная фиксация перегородки, но и значительно снижается трудоемкость чистки формы.

Отсутствие пазов повышает долго-



Форма 2ФК-100
а — в разобранном виде; б — в сборе

УДК 693.547.32

А. С. АРБЕНЬЕВ, д-р техн. наук, проф. (Владимирский политехнический ин-т)

Совершенствование устройств по непрерывному электроразогреву смеси

Дальнейшим развитием бетонирования с электроразогревом смеси является непрерывное виброэлектробетонирование, которое обеспечивает индустриально-поточную, ресурсосберегающую и малооперационную технологии [1]. При этом снижается себестоимость бетона до 8...12 р/м³, улучшаются его свойства и создается высокая экологичность работ. Своевременное приложение всех энергетических воздействий на бетонную смесь, особенно в процессе колебательного движения, интенсифицирует физико-химические процессы, а также тепло- и массоперенос и электромагнитные поля. Однако до сих пор нет надежного и эффективного оборудования для комплексной обработки перемещаемой бетонной смеси.

С 1980 г. проводили интенсивные работы как в лабораторных, так и производственных условиях по отработке различных устройств по непрерывному разогреву смеси на основе виброэлектродов, виброэлектротруб, виброэлектропитателей и виброэлектрореакторов (рис. 1). На этих устройствах выпущено несколько сотен м³ бетона. Последовательно отработывались вибромеханические, электроимпульсные, барофазовые, электромагнитные и термохимические воздействия, способствующие перемещению смеси и активации цементного клея, а также улучшению его сцепления с заполнителем.

Вибромеханические воздействия исследовали на виброэлектрототке. За его основу взят виброжелоб, зарекомендовавший себя на довоенных стройках, в который внесены некоторые изменения. Вместо желоба из тонкого листа применена жесткая труба диаметром 325 мм. В этом случае поочередно работающие вибраторы вызывают разноамплитудные колебания по длине трубы, а наклон трубы обеспечивает гравитационное перемещение смеси с достижением высокой гомогенизации. Использование резиновых амортизаторов вместо пружин повышало КПД вибраторов и долговечность работ, а также снижало шум до 60 дБ. Благодаря выгрузке смеси до подвесной опоры удалось предотвратить затвердевание смеси, а подключением

проводов через внутренний стержень — снизить местные сопротивления. Для обеспечения напора (давления) и снижения затрат механической энергии, вызывающей нарушение сварных швов, а также для поворота трубы предусмотрено подвешивание бункера высотой 1 м.

После проведенной модернизации отработывали электроимпульсные воздействия и испытывали электротрубу, созданную для электроразогрева смеси по типу электробункера, работающего от напряжения 220 В. Были применены специальные электроды. Так, электроды разной длины в соответствии с изменяющимся в процессе нагрева электросопротивлением смеси обеспечивали одинаковую силу тока с пульсацией и колебаниями, а также ионизацию смеси в трех плоскостях. Трубчатые электроды диаметром 100 мм выравнивали и снижали плотность тока и поверхностный эффект. Тонкостенные электроды уменьшили их нагревание, а при снижении плотности тока предотвращали обрастание цементным тестом.

После этого отработывали барофазовые воздействия на виброэлектропитателе в герметичной трубе с камерой запаривания по типу автоклава. Герметичная труба удерживала образующийся пар, не допуская испарения воды, а следовательно, сохраняя осадку конуса смеси, повышающуюся при вибра-

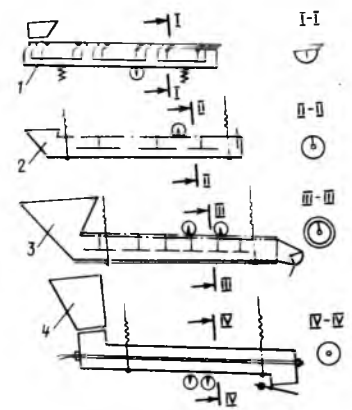


Рис. 1. Устройства по непрерывному электроразогреву смеси
1 — виброэлектрототка; 2 — виброэлектротруба; 3 — виброэлектропитатель; 4 — виброэлектрореактор

вечность формы. Испытания, проведенные в заводских условиях, показали, что в формах новой конструкции даже после 200 циклов работы кубы по геометрии соответствуют ГОСТ 101—80. Повышению эксплуатационных показателей формы способствует также приварка деталей крепления к продольным стенкам.

Недостатком формы новой конструкции является необходимость изготовления перегородки с выступами, что требует несколько больших трудозатрат, но зато все остальные детали формы выполняются из Ст. 3 и термическая обработка перегородки не требуется. К тому же толщина перегородки в связи с тем, что она не подвергается ударным воздействиям, составляет 6 мм (в старой конструкции 7,5 мм) и не имеет двухсторонних фасок по граням, входящим в пазы продольных стенок. Рабочие чертежи формы распространяет ЦИТП.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Митник Г. С., Эйсмонт Г. В. Итоги Всесоюзного конкурса на формы для контрольных образцов бетона // Бетон и железобетон. — 1977. — № 2. — С. 41—43.
2. Миловидов К. И. Двухгнездовая форма для контрольных бетонных кубов // Бетон и железобетон. — 1976. — № 2. — С. 42—43.
3. Цветков И. Л., Бруссер М. И., Григорьев М. С. Влияние отклонений от плоскостности граней контрольных кубов на оценку прочности и однородности бетона // Бетон и железобетон. — 1986. — № 11. — С. 27—28.

ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

НИИЖБ Госстроя СССР (109428, Москва, 2-я Институтская, 6) предлагает комплекс научно-технических работ по созданию и совершенствованию технологии мерной заготовки и натяжения канатной арматуры. Организует изготовление цанговых зажимов по ГОСТ 23117-91. Обращаться по тел. 174-85-92.

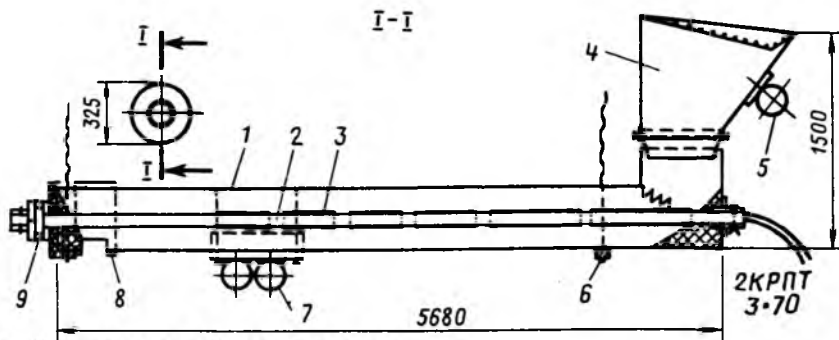


Рис. 2. Конструкция виброэлектрореактора
1 — корпус-труба; 2 — фаолитовый электрододержатель; 3 — трубчатые электроды; 4 — приемный бункер; 5 — вибратор ИВ-99; 6 — тросовая подвеска; 7 — вибратор ИВ-98; 8 — цилиндрический затвор; 9 — люк для монтажа электрододержателя

ции и кратковременном нагреве. В камере запаривания происходило интенсивное парообразование. При этом вязкость смеси снижалась, а расширившийся пар вытеснял больше воздуха. Затвор с патрубком обеспечивал полное заполнение трубы и ограничивал поступление наружного воздуха.

Такая установка была рекомендована к внедрению [2]. Получены патенты США, ФРГ, Франции, Швеции, Италии и др.

И, наконец, обрабатывались электромагнитные воздействия в виброэлектрореакторе, работающем по типу соленоида. Для образования трехплоскостных электромагнитных полей использовали цельную трубу, не рассеивающую энергию и не искажающую электромагнитные поля. Было смонтировано три коаксиальных электрода, способствующих появлению продольных, радиальных и циркуляционных токов в смеси, благодаря которым движущаяся бетонная смесь поляризуется, магнетизируется и индуцируется.

В настоящее время на отдельных узлах такой установки обрабатывается автоматизация термохимических процессов по типу химического реактора. Полученные результаты выявили необходимость применения удлиненной трубы, в которой вода проходит все состояния: адсорбционное, свободное, парообразное — и уменьшается перепад температур в смеси. Сужение прохода смеси в трубе целесообразно, так как повышается соударение молекул, быстрее преодолевается энергетический барьер и больше обнажаются зерна цемента.

С использованием установки тиристора типа РНТТ-330/600 можно регулировать заданную скорость разогрева смеси из-за неизбежных колебаний состава бетона (цемента, фракции заполнителя, осадки конуса), а также достигать оптимальную температуру растворной части, выравнивая концентрацию реагентов.

Основываясь на результатах исследований, создан более совершенный ви-

броэлектрореактор, обеспечивающий поток бетона 20...80 м³ в смену, достигаемый путем изменения угла наклона трубы с потребной мощности 100 до 400 кВт (рис. 2). Опробование виброэлектрореактора в производственных условиях требует всего 40 кВт·ч/м³ бетона и исключает многочисленные операции (вибрирование, пропаривание и перегрузки).

В процессе эксплуатации установлено, что виброэлектрореактор безопасен из-за отсутствия тока на наружной поверхности трубы, поглощаемого внутренним электромагнитным полем. Расположение проводов в фаолитовой трубе предотвращает их контакт с бетоном, а монтаж электродов в нагретом состоянии повышает надежность его соединения с проводами без какой-либо сварки. Появилась возможность быстрого демонтажа электрододержателя через предусмотренный в торце люк, полной очистки электродов, а также ежесменной промывки трубы.

Применение виброэлектрореактора обеспечивает высокую активацию смеси, теплоемкость и теплопроводность в 1,5...2 раза выше, чем бетона, а также электросопротивления выпускаемой смеси в 4...5 раз меньше по сравнению с загружаемой.

Основные параметры электроразогревательных устройств непрерывного действия рассчитывали следующим образом.

Поток бетона в смену определяли из равенства уравнений сил внутреннего и внешнего трения о стенки трубы по формулам Ньютона и Кулона. Сделав необходимые преобразования, получим

$$P_6 = V_6 \gamma_6 L_{тр} \beta / \mu_6 \quad (1)$$

где V_6 — объем одновременно разогреваемого бетона; γ_6 — его объемная масса; $L_{тр}$ — длина трубы; β — угол наклона трубы; μ_6 — вязкость смеси.

Подставляя размеры разработанного виброэлектрореактора и заменяя вяз-

кость смеси осадкой h_k , получим

$$P_6 \approx 3\beta h_k \quad (2)$$

Потребляемая электрическая мощность $P_{эл}$ зависит от удельного расхода энергии $\omega_{эл}$, объема одновременно разогреваемой смеси V_6 и времени его нагрева T_p

$$P_{эл} = \omega_{эл} V_6 / T_p \quad (3)$$

Для обычного бетона при разогреве смеси от 10 до 70 °С мощность можно определять из выражения

$$P_{эл} = 5P_6 \quad (4)$$

Общая длина электродов вычисляется по законам Ома в зависимости от начального электросопротивления смеси ρ_0 , расстояния между электродом и трубой $b_{эл}$, силы тока $J_{эл}$, диаметра электрода $d_{эл}$ и средней площади разогреваемой смеси S_6 .

Для разработанного виброэлектрореактора при максимальной силе тока 600 А общая длина электродов равна:

$$L_{эл} \approx 0,2\rho_0 \quad (5)$$

Созданную установку на заводах и построечных полигонах подвешивают к типовому бетоноукладчику, движущемуся по рельсам, между которыми располагается бортозастапка. На стройплощадке виброэлектрореактор устанавливают на автоприцеп, а затем в бункерах краном или бетононасосом подают разогретую бетонную смесь в любую точку объекта. Виброэлектрореактор можно присоединить к каркасу или к мобильному бетоноукладчику, из которого бетон поступает непосредственно в опалубку [3].

При работе в часы спада, т. е. с 12 до 20 ч, не потребуется увеличения трансформаторов и при мощности 400 кВт можно получать до 40 тыс. м³ в год железобетонных изделий.

Стоимость виброэлектрореактора вместе с кабелем, тиристором и КИП не превышает 2 тыс. р.

Прибыль от внедрения одного виброэлектрореактора составляет 137,5 тыс. р. в год, т. е. на каждый вложенный рубль можно получать 30,6 р. ежегодно.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Бетонирование с непрерывным виброэлектроразогревом смеси. — Владимир: ВПИ, 1985. — 127 с. (Тр. ин-та).
2. А р б е и в е в А. С. Бетонирование с непрерывным электроразогревом смеси // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 22—23.
3. Форсированный разогрев бетонной смеси. Теория, эксперимент, практика. — Владимир: ВПИ, 1989. — 151 с. (Тр. ин-та).

УДК 624.072.2/3

А. Б. ПИРАДОВ, д-р техн. наук, Г. Г. МГЕЛАДЗЕ, канд. техн. наук
(ГрузНИИЭГС)

Развитие нормальных трещин в изгибаемых балках из легкого бетона

Глубину проникновения трещины при возрастании нагрузки на балки из легкого бетона определяли методами механики разрушения, в которых за основной расчетный показатель был принят критический коэффициент интенсивности напряжений K_{Ic} . Его значения устанавливали согласно данным испытаний по схеме четырехточечного изгиба бетонных балочек с надрезом, кубиков с двумя надрезами на одностороннее сжатие и бетонных плит с центральным отверстием на сжатие [1].

В железобетонных балках арматура сдерживает развитие трещины, поэтому K'_I принимают условным. По мере увеличения нагрузки в железобетонной балке арматура все активнее сдерживает развитие трещины т. е. изменение K'_I связано с изменением σ_s . В результате получена формула

$$\frac{K'_I}{K_{Ic}} = 28,29 \lg \sigma_s - 39,93. \quad (1)$$

На рис. 1 приведены значения K'_I в зависимости от относительной длины трещины S/h . При обработке данных получено выражение

$$K'_I = \frac{S}{h} \cdot \frac{1}{0,08 - 0,073 \frac{S}{h}}. \quad (2)$$

Глубину проникновения трещины S для заданного уровня нагружения можно установить по методике, изложенной в источниках [2, 3], или по любой другой, находя σ_s для заданного уровня нагрузки, зная K_{Ic} , или подсчитав его.

Достоверность и надежность разработанной методики проверяли при расчете балок [4, 5] и сопоставлении полученных теоретических значений с экспериментальными. При этом получили хорошее совпадение опытных значений и подсчитанных по зависимости (2), несмотря на значительное различие геометрических размеров балок, армирования, применение различных видов легкого бетона и различную прочность.

Разработанная методика определения глубины проникновения трещин эффективна для легкого бетона и рекомендуется для практического приме-

Серия	a_{cr}^{exp}/a_{cr}^{th}			
	по СНиПу	по СНиПу при замеренных σ_s	по СНиПу при подсчитанных σ_s	по формуле (3)
1	0,724	0,724	0,710	1,192
2	0,693	0,828	0,690	1,075
3	0,722	0,908	0,737	1,085
4	0,714	0,844	0,740	1,072
5	0,633	0,713	0,630	0,980

ния. Для установления a_{cr} на участке чистого изгиба измеряли деформацию арматуры и находили напряжения в ней для конкретной нагрузки, для которой подсчитывали a_{cr} . Кроме того, σ_s вычисляли по СНиП 2.03.01—84, а также по методике [2, 3]. Уровень нагрузки

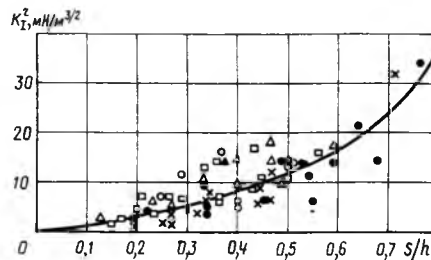


Рис. 1. Зависимость K'_I от S/h

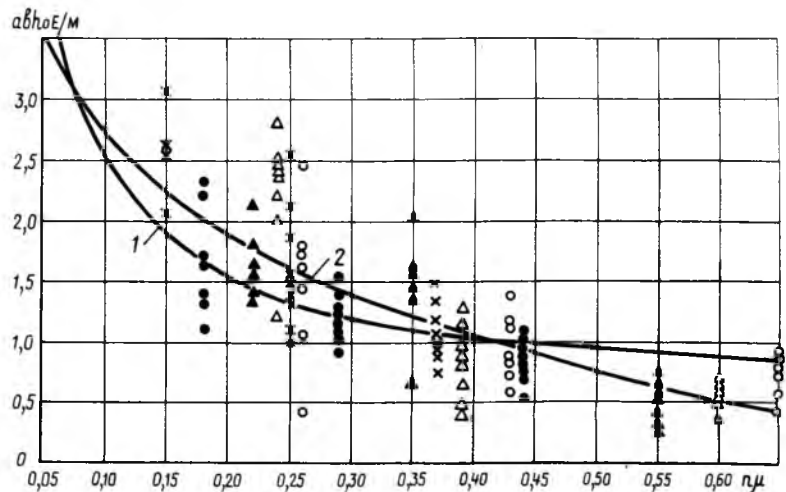


Рис. 2. Зависимость abh_0E/M от μ
 $1 - y = 0,54 + 0,2/x$; $2 - y = -2,78 \lg x - 0,006$; серии: $\circ - 1$; $\triangle - 2$; $\blacktriangle - 3$; $\times - 4$; $\bullet - 5$

принимали равным (0,5..0,6) $N_{разр}$. Для полученных σ_s определяли a_{cr} . Сопоставление средних значений $a_{cr}^{exp} / a_{cr}^{th}$ по всем сериям балок приведено в таблице.

Известно, что с увеличением μ функция $\sigma_s bh_0^2 / M$ снижается, а с уменьшением шага трещин — возрастает. При фиксировании расстояния между трещинами μ и σ_s в сечении с трещиной по мере роста трещин увеличиваются, достигают максимума и затем уменьшаются. Сравнивая графики $K_I bh_0^2 / (\sqrt{2\pi}M)$ от S/h и $\sigma_s bh_0 / M$ от S/h , нетрудно заметить, что σ_s достигает максимума в области нулевых значений функций $K_I bh_0^2 / (\sqrt{2\pi}M)$, когда S является максимальным. Нисходящие участки $\sigma_s bh_0 / M$ соответствуют области отрицательных значений K_I , которые в модели Гриффитса-Ирвина не рассматриваются. На этой стадии трещины стабилизируются, активизируется разрушение сжатой зоны бетона.

При частном расположении трещин влияние сцепления на форму и размер трещин a_{cr} существенно зависит от расстояния между трещинами l_{cr} зависящего от μ . Поэтому можно составить график зависимости $a_{cr} bh_0 E / M$ от μ и определить для конкретной балки и требуемого уровня нагрузки a_{cr} (рис. 2).

В результате обработки полученных данных методами математической статистики получена зависимость

$$a_{cr} = \frac{(-2,78 \lg \mu - 0,06) M}{bh_0 E}. \quad (3)$$

Сопоставление опытных значений с подсчитанными по выражению (3) по-

Б. Н. ШЕВЧЕНКО, канд. техн. наук, Э. ХУСАНОВ, инж., К. Ю. ТАРИК, магистр техн. наук (Криворожский горно-рудный ин-т); С. Б. ШЕВЧЕНКО, инж. (ПО «Криворожжелезобетон»)

Жесткость и трещиностойкость преднапряженных балок при повторных нагрузках высокого уровня

казывает, что если формула СНиПа переоценивала $a_{cr,c}$ то зависимость (3) ее несколько недооценивает (см. таблицу).

Хорошее совпадение опытных и подсчитанных по формуле (3) $a_{cr,c}$ позволяет рекомендовать ее в качестве расчетной, а особенности, учитывающие вид напряженного состояния, длительность нагружения, вид арматуры, можно учесть аналогично СНиПу.

Рассмотрев участок между трещинами, используя уравнения статики и приняв эпюру распределения напряжений сцепления между арматурой и бетоном треугольной, выведена зависимость для установления абсолютной деформации арматуры в сечении с трещиной

$$U_s = \frac{l_{cr,c}}{2E_s A_s} \left(P_s - \frac{\tau_u b l_{cr,c}}{6} \right), \quad (4)$$

где τ_u — максимальная ордината сцепления арматуры с бетоном: $\tau_u = 1,5\tau_{cr}$; τ_{cr} находят по [6]; P_s — усилие в арматуре. Ширина раскрытия трещины несколько меньше U_s , т. е. $a_{cr,c} = KU_s$. Для определения K предложена эмпирическая формула

$$K = \frac{d}{0,9d + 0,35}, \quad (5)$$

где d — диаметр арматурного стержня периодического профиля.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пирадов А. Б., Габуния Г. Ш. К методике определения критического коэффициента интенсивности напряжения бетона // Изв. вузов. Сер: Стр-во и архитектура. — 1989. — № 2. — С. 9—11.
2. Пирадов А. Б., Мгеладзе Г. Г., Хуцишвили Т. Г. Несущая способность легкожелезобетонных балок с учетом кривых деформаций материалов / Бетон и железобетон в энергетическом строительстве: Тез. докл. Всесоюз. конф. по бетону и железобетону. — Казань, 1983. — С. 56—63.
3. Пирадов А. Б., Мгеладзе Г. Г. Расчет легкожелезобетонных балок с учетом диаграмм деформирования бетона и стали: Тез. докл. XIII объединенной сессии научно-исследовательских ин-тов закавказских республик по строительству. — Тбилиси: Мецнереба, 1987. — С. 331—332.
4. Тигашвили Н. Н. Исследование деформативных свойств и трещинообразования конструктивного легкого бетона и железобетона с учетом собственных напряжений: Автореф. дис... канд. техн. наук. — Тбилиси, 1975. — 23 с.
5. Юртини А. М. Исследование работ изгибаемых железобетонных элементов на действие поперечных сил: Автореф. дис... канд. техн. наук. — Тбилиси, 1971. — 21 с.
6. Пирадов А. Б. Конструктивные свойства легкого бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1973. — 135 с.

Задача обеспечения надежности состоит в разработке принципов управления проектированием, производством и эксплуатацией конструкций как единого процесса достижения и поддержания требуемого уровня надежности. Это комплексная задача [1], одной из которых является изучение железобетонных конструкций при многократно повторных нагрузках.

Оценка молицикловой долговечности большинства элементов высоконагруженных конструкций характеризуется возникновением остаточных деформаций бетона на средних и высоких уровнях нагружения [2]. Наряду с этим в реальных условиях эксплуатации конструкции находятся под воздействием повторных нагрузок. В сечениях преднапряженных конструкций под воздействием эксплуатационных нагрузок меняется знак действующих напряжений бетона, вызванных натяжением арматуры: сжатая зона оказывается растянутой, а растянутая — сжатой. Однако в расчетах влияние нагружения на прочность, жесткость и трещиностойкость конструкций не учитывают из-за недостаточной изученности проблемы.

Нами были проведены испытания унифицированных одноярусных эстакад под технологические трубопроводы длиной 12 м [3].

После изготовления балок относительные деформации бетона по длине были неодинаковы из-за наличия в них сквозных отверстий. Разница в геометри-

ческих характеристиках приведенных сквозных и сплошных сечений привела к возникновению различных деформаций бетона. В нижних зонах сквозных и сплошных сечений возникли деформации сжатия, равные 63×10^{-5} и $60,6 \times 10^{-5}$ соответственно. В верхней зоне сечений деформации неодинаковы по знаку. В сквозных сечениях они близки к нулю $0,17 \times 10^{-5}$ (сжатие), а в сплошных — $17,93 \times 10^{-5}$ (растяжение). Таким образом, напряженная арматура создала принципиально разные деформации: в сквозных сечениях эпюра однозначная, в сплошных — двузначная.

Очевидно, что при повторных нагрузках бетон нижней зоны балок будет работать в одинаковых условиях, компенсируя искусственно созданные деформации сжатия. Верхняя зона бетона балок, воспринимая повторные нагрузки, будет работать не в одинаковых режимах: в сплошных сечениях — в знакопеременном, в сквозных — при однозначных повторных нагрузках сжатия.

Испытание балок проводили поэтапными нагружениями сосредоточенных нагрузок. Ступени при подъеме нагрузки составляли 30 кН. На каждой ступени нагружения измеряли деформации сплошных и сквозных сечений бетона индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм, прогибы — прогибомерами Максимова и штангенциркулем с ценой деления 0,05 мм. Ширину раскрытия и высоту развития трещин контролировали микроскопом Бринеля.

Проект предусматривал, что при создании усилий $M_{f,cr,c} = 183,3$ кН·м прогиб балки не должен превышать 17,5 мм, а ширина раскрытия трещин — 0,1 мм.

Предварительные испытания в соответствии с требованиями ГОСТ 8829—85 аналогичной балки Б-1п-а-1 показали прочность, жесткость и трещиностойкость, удовлетворяющие требованиям проекта [3].

При испытании балок Б-1п-а-2м уровень повторного нагружения назначал-

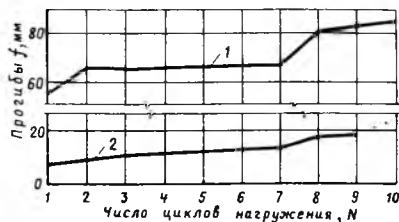


Рис. 1. Изменение прогиба балки Б-1п-а-2м 1 — на верхнем уровне амплитуды напряжений; 2 — то же после сброса нагрузки

ся равным $\eta = M_{\eta,N} / M_u^{оп} = 0,76$. Значение $M_u^{оп} = 639,6$ кН·м принималось по результатам испытания балки Б-1п-а-1 (в соответствии с ГОСТом), равным нагрузке на домкрат $F = 240$ кН, создавшей на верхнем уровне амплитуды напряжений усилие $M_{\eta,N} = 483,6$ кН·м. Время выдержки под нагрузкой для снятия показания приборов на каждой ступени нагружения и разгрузки составляло 30 мин. После девяти нагружений и разгрузок балка серии Б-1п-а-2м разрушилась на десятом цикле при нагрузке 240 кН ($M_{\eta,N} = 483,6$ кН·м — верхний уровень амплитуды напряжений) во время снятия отсчетов по показаниям приборов. В процессе повторного деформирования балки Б-1п-а-2м прогибы нарастали по циклам нагружения (рис. 1). На первом цикле и в верхнем уровне амплитуды сжимающих напряжений прогиб составил 57 мм. После сброса нагрузки до нуля зафиксировано появление остаточных прогибов, равных 8,8 мм.

Изменение прогибов на всех этапах деформирования балки можно проследить по рис. 2. На первом цикле нагружения ширина петли гистерезиса δ сравнительно большая (в нашем случае $M = 241,8$ кН·м, 50 % амплитуды напряжений, $\delta = 18$ мм). На следующих циклах δ изменяется незначительно, имеет два скачкообразных падения и к моменту разрушения составляет 11 мм.

Таким образом, повторное нагружение преднапряженных балок интенсивностью $\eta = 0,76$ привело к появлению остаточных прогибов, которые на девя-

том цикле составили 17,7 мм, прогибы на верхнем уровне амплитуды напряжений в предельном состоянии — 81,6 мм (см. рис. 1, 2).

Наступление малоциклового усталости бетона (при испытании балки серии Б-1п-а-2м) характеризуется наличием остаточных прогибов, которые превысили максимальные расчетные значения на 1,1 %. Рост прогибов на верхнем уровне амплитуды напряжений превысил расчетные значения почти в 5 раз.

Теперь проанализируем процесс трещинообразования в балках серии Б-1п-а-2м. Напомним, что в соответствии с требованиями проекта разрушение должно произойти по нормальным или наклонным сечениям.

Изменение ширины раскрытия трещин в балках серии Б-1п-а-2м в зависимости от числа циклов нагружения показано на рис. 3. Необходимо отметить, что при нагрузке 240 кН ($M_{\eta,N} = 483,6$ кН·м) трещины нижней зоны появлялись не во всех сечениях и были неодинаковыми. Незначительные трещинообразования наблюдали по нормальным, сплошным и сквозным сечениям, которые полностью закрывались после снятия нагрузки на каждом цикле нагружения. В этих сечениях ширина раскрытия трещин стабилизировалась после восьмого цикла. По наклонным сечениям картина трещинообразования несколько иная. На первом цикле и в верхнем уровне амплитуды напряжений ширина раскрытия трещин в сечениях III—III и IV—IV составила соответственно 1,5 и 0,25 мм. При сбро-

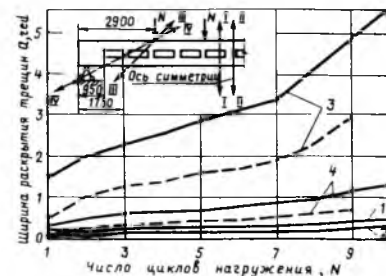


Рис. 3. Изменение ширины раскрытия трещин в балках серии Б-1п-а-2м — на верхнем уровне амплитуды нагружений; — — — — после сброса нагрузки до нуля; I, II, III, IV — в сечениях соответственно I—II, III—III, IV—IV

се нагрузки до нуля (конец первого цикла) трещины не закрылись и составили соответственно 0,5 и 0,05 мм. От цикла к циклу остаточное трещинообразование нарастало в предельном состоянии и на девятом цикле составило 2,75 и 0,07 мм. Аналогичная картина наблюдалась и в верхнем уровне амплитуды напряжений (см. рис. 3). В предельном состоянии (на десятом цикле) значение $a_{crс}$ составило в сечениях III—III и IV—IV соответственно 5,5 и 1,25 мм. Разрушение балки произошло по объему бетона припорной зоны с полным нарушением сплошности бетона на десятом цикле нагружения после выдержки под нагрузкой в течение 5...7 мин при $M_{\eta,N} = 483,6$ кН·м во время снятия показаний приборов. Характер разрушения балки был необычен: она разрушилась хрупко. Объем бетона при разрушении составил около 1/6 части длины балки.

Выводы

Исследования серийных преднапряженных балок на малоцикловые нагружения показали, что на первых циклах конструкции не удовлетворяют требованиям жесткости и трещиностойкости, на десятом — прочности. СНиП 2.03.01—84* не предусматривает расчета на малоцикловую усталость и соответственно условия закрытия трещин при усталостном разрушении нуждаются в серьезной корректировке.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Проблемы надежности в строительстве Ю. А. Ветров, А. Я. Барашников, Г. М. Петренко, М. В. Сидоренко. — Киев: Наукова думка, 1984. — 5 с.
2. Барашников А. Я., Шевченко Б. Н., Валовой А. И. Малоцикловая усталость бетона при сжатии // Бетон и железобетон. — 1985. — № 4. — С. 27—28.
3. Напряженное состояние преднапряженных балок при высоких уровнях повторного нагружения / Б. Н. Шевченко, Э. Хусанов, К. Ю. Тарик, С. Б. Шевченко // Бетон и железобетон. — 1991. — № 1. — С. 11—13.

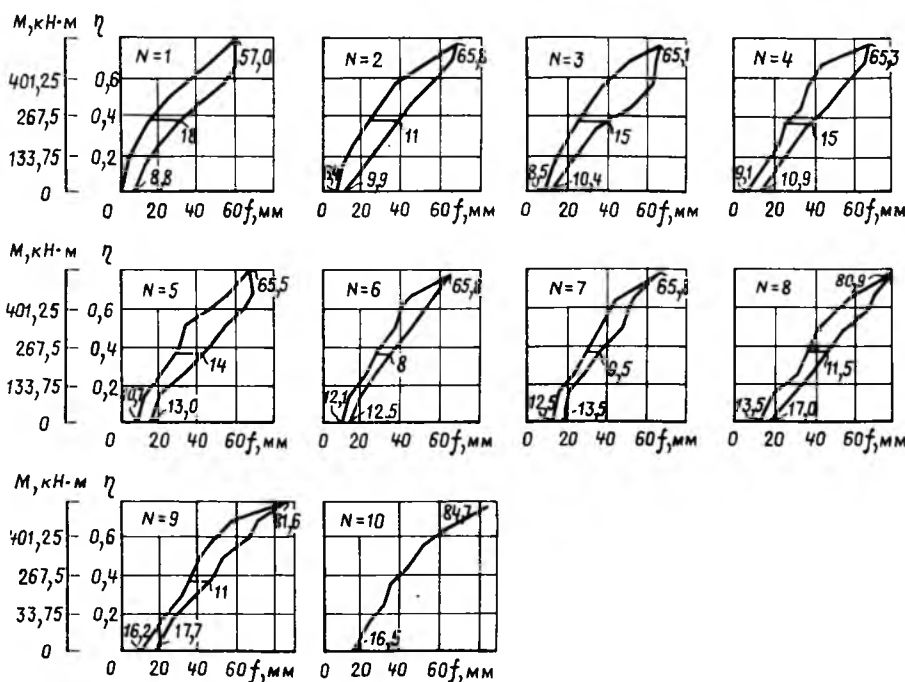


Рис. 2. Работа изгибаемых элементов при повторных нагружениях высокого уровня $\eta = 0,76$; N=1...10 — число циклов нагружения. Цифрами на кривых обозначены прогибы δ , мм

Определение прочности изгибаемых стержневых железобетонных элементов по нормальным сечениям

В практике проектирования изгибаемых железобетонных конструкций важно знать напряженно-деформированное состояние в различных стадиях работы и достоверность расчетной оценки при эксплуатации. Использование в расчетах реальных диаграмм деформирования сечений изгибаемых элементов позволяет учитывать физическую нелинейность бетона и арматуры. Кроме того, характерно разнообразие конструктивных решений, видов бетона и арматуры, условий изготовления и эксплуатации сооружений и др. При этом достоверность расчетной оценки конструкций позволяет выявить резервы их несущей способности [1].

Для установления прочности по нормальным сечениям изгибаемых железобетонных элементов симметричного профиля использовали нелинейную зависимость $\sigma - \epsilon$ [1]. При этом деформации растянутой и сжатой арматуры аппроксимировались квадратными параболой:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ap} &= a_{1p}\epsilon + a_{2p}\epsilon^2 \text{ при } \epsilon \geq 0; \\ \sigma_{ac} &= a_{1c}\epsilon + a_{2c}\epsilon^2 \text{ при } \epsilon \leq 0, \end{aligned} \right\} (1)$$

где коэффициенты a_{1p} , a_{2p} , a_{1c} , a_{2c} определяют из условий минимума функционалов среднеквадратичного отклонения теоретических диаграмм деформирования материала по сравнению с экспериментальными.

На основании зависимости (1) получили формулу для определения нормальной силы, возникающей в поперечном сечении изгибаемого элемента от арматуры (рис. 1)

$$N_a = \sum_j [a_1(\epsilon_R - c_j \kappa) + a_2(\epsilon_R - c_j \kappa)^2] f_j. (2)$$

Изгибающий момент в сечении элемента от арматуры относительно нейтральной оси

$$M_a = -\frac{1}{\kappa} \sum_j [a_1(\epsilon_R - c_j \kappa)^2 + a_2(\epsilon_R - c_j \kappa)^3] f_j, (3)$$

где ϵ_R — относительная деформация сжатия крайних волокон бетона; κ — кривизна изгибаемого элемента; c_j — расстояние от j -го стержня арматуры до крайних волокон сжатой зоны бетона; j — индекс, учитывающий наличие арматуры с различными физическими

свойствами; f_j — площадь j -го стержня арматуры.

Используя нелинейную зависимость (1) при деформации сжатой зоны бетона изгибаемого элемента ($a_1=0$), получили нормальную силу для симметричного прямоугольного сечения

$$N_b = b h a_N (2\epsilon_R - h \kappa). (4)$$

При определении изгибающего момента в сжатой зоне бетона применяли кубическую параболу $a_M \epsilon^3$

$$M_b = \frac{b h a_M}{\kappa} (3\epsilon_R^2 - 3h\epsilon_R \kappa + h^2 \kappa^2), (5)$$

где a_N , a_M — коэффициенты аппроксимации, зависящие от вида и класса бетона.

Следовательно, полученные формулы применимы для железобетонных элементов симметричного профиля. При этом условия прочности по нормальным сечениям:

$$\left. \begin{aligned} M &\leq M_b + M_a; \\ \pm N &\leq N_b + N_a. \end{aligned} \right\} (6)$$

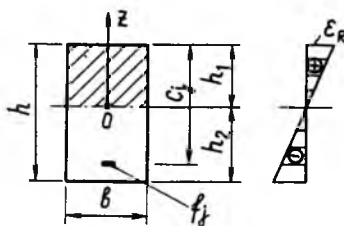


Рис. 1. Поперечное сечение прямоугольного железобетонного элемента

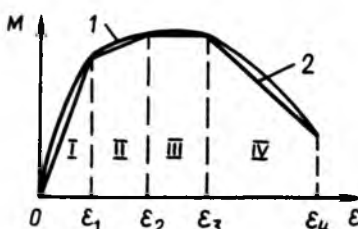


Рис. 2. Диаграмма работы сечения изгибаемого железобетонного элемента 1 — аппроксимация кривыми линиями; 2 — то же, ломаными линиями; I — упругая работа сечения; II — упругоупругая работа бетона и арматуры; III — пластическая работа сечения; IV — стадия снижения прочности сечения

Функции, связывающие деформации ϵ_R и кривизны κ , получили из второго уравнения системы, решая квадратное уравнение. При этом кривизна рассматриваемого изгибаемого элемента может быть положительной или отрицательной.

Изложенную методику расчета использовали при проектировании железобетонного каркаса жилого дома, в котором применяли сборные ригели и монолитные колонны [1]. Пространственный арматурный каркас ригеля удлинили на размер колонны, что значительно улучшило работу ригеля в условиях статических и динамических нагрузок, устранив возможность хрупкого разрушения в зоне сварного шва. При этом каркас, благодаря упругим и пластическим деформациям арматурной стали, может воспринять максимальное сейсмическое воздействие.

Опыт проектирования и предложенные решения, определяющие напряженно-деформированное состояние железобетонного ригеля и колонны, повышают прочность и надежность стыков в стадии эксплуатации.

Анализ результатов экспериментов показал [2], что диаграммы, представленные на рис. 2, аппроксимируются четырьмя кривыми или ломаными линиями. Использование нелинейной зависимости $\sigma - \epsilon$ для бетона и арматуры позволяет оценить прочность и деформации железобетонных элементов на всех стадиях работы. На восходящем участке диаграммы нелинейные деформации характеризуются накоплением повреждений структуры бетона, ростом трещин в изгибаемом элементе и упруго-пластической работой продольной арматуры. По мере включения в работу растянутой продольной арматуры возрастает неравномерность деформации в сжатой зоне бетона и происходит перераспределение усилий в сечении. В стадии уменьшения прочности в изгибаемом элементе на нисходящем участке наблюдается снижение напряжения при интенсивной разгрузке растянутой продольной арматуры. При этом уменьшение изгибающего момента сопровождается изменением плеча внутренней пары и разгрузкой продольной арматуры в сечении. Диаграмму работы сечения железобетонных элементов представим четырьмя непрерывными

Выводы

стадиями работы. Упругая работа изгибаемого элемента характеризуется стадией I. В стадии II возникают трещины в бетоне и конструкция работает в упругопластической стадии. В стадии III наблюдается пластическая работа конструкции с развитой площадкой текучести арматурной стали между трещинами в железобетонном элементе.

При частичном разрушении сжатой зоны бетона уменьшается плечо внутренней пары сил и происходит разгрузка арматуры (стадия IV). Далее бетон разрушается и остаточный момент воспринимается силами внутреннего трения и продольной арматурой.

Предложенная методика позволяет с необходимой точностью рассчитывать прочность нормальных сечений изгибаемых железобетонных конструкций. Полученные формулы применимы для элементов симметричных сечений (прямоугольных, двутавровых, П-образных, круглых).

Методику расчета можно использовать при усилении и реконструкции зданий и сооружений, когда необходимо установить несущую способность изгибаемых элементов в стадии эксплуатации.

Значительный экономический эффект

достигается при учете работы наиболее деформированного сечения при снижении несущей способности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Нурмаганбетов Е. К., Рудник Е. А. Работа стыковых соединений ригеля с колонной в железобетонном каркасе при сейсмических нагрузках // Бетон и железобетон.—1990.— № 5.— С. 8—9.
2. Попов Н. Н., Плотников А. И., Белобров И. К. Работа изгибаемых элементов при снижении несущей способности // Бетон и железобетон.—1986.— № 6.— С. 19—20.

УДК 693.565.8

А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук, проф., Р. Ш. ШАРИПОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ); С. Х. ГУЛАЛИЕВ, инж. (ЦНИИпромзданий)

Анкеровка продольной арматуры балок на свободных опорах

Анкеровка продольной арматуры балок на свободных опорах характеризуется усилием (напряжением), которое может воспринимать арматура в наклонной трещине, пересекающей продольную арматуру у внутренней грани опоры. Величину этого усилия затем включают в расчет прочности элемента по наклонным сечениям на действие изгибающего момента.

Существующая методика расчета анкеровки балок на свободных опорах, принятая в СНиП 2.03.01 — 84, весьма несовершенна, особенно для преднапряженных балок. Вначале определяют длину анкеровки, а затем по этой длине устанавливают напряжения в арматуре в месте ее пересечения наклонной трещиной. Формула для подсчета длины анкеровки линейная, но длина $l_{ан}$ не прямо пропорционально зависит от напряжения арматуры, в то время как напряжения по длине зоны анкеровки прямо пропорциональны длине заделки, в результате чего возникает противоречие. Для напрягаемой арматуры кроме указанных имеются дополнительные, более существенные недостатки. Формула, аналогичная по структуре зависимости для ненапрягаемой арматуры, получена из анализа длины зоны передачи преднапряжений при обжатии и затем механически использована для нахождения длины зоны анкеровки заменой напряжений в арматуре расчетными сопротивлениями. При этом длина

анкеровки для напрягаемой арматуры получается значительно меньше, чем для ненапрягаемой.

Оценка прочности анкеровки для напрягаемой арматуры сложнее, чем для ненапрягаемой. Воздействию на арматуру усилия со стороны наклонной трещины у внутренней грани от действия внешних нагрузок предшествует воздействие на арматуру со стороны торца элемента при передаче усилия предварительного обжатия на бетон. При этом касательные напряжения на поверхности стержня максимальны у торца элемента, в то время как при воздействии внешних нагрузок максимум касательных напряжений располагается у места пересечения арматурой наклонной трещины. В результате две эпюры касательных напряжений накладываются. Кроме того, при передаче усилия преднапряжения образуются распорные напряжения, направленные перпендикулярно оси стержня, при этом возможно появление вдоль арматуры трещин раскалывания, раскрытие которых сдерживает косвенная арматура. Поэтому процесс сопротивления стержня выдергиванию при воздействии усилий от внешней нагрузки со стороны наклонной трещины может происходить при наличии продольных трещин раскалывания. В этом случае силы сопротивления выдергиванию и весь процесс работы арматуры на выдергивание приобретают иной характер.

В НИИЖБе исследовали анкерровку напрягаемой арматуры в балках на свободных опорах. С этой целью изготовили и испытали обычные и преднапряженные железобетонные балки прямоугольного сечения размером $150 \times 300 \times 2600$ мм с симметричным армированием. В качестве напрягаемой арматуры использовали сталь класса Ат-V диаметром 10...22 мм, уровень преднапряжения варьировали в пределах 360...860 МПа. Концевые участки образцов имели косвенную арматуру — сварные сетки, расположенные на длине 200 мм с шагом 50 мм. При этом процент косвенного армирования $\mu_s = 3,3\%$. Балки изготавливали из тяжелого бетона классов В25...В45 со средней передаточной прочностью $R = 15...34$ МПа.

Результаты, полученные при испытаниях образцов с разным уровнем преднапряжения, свидетельствуют о том, что преднапряжение арматуры практически не влияет на предельные усилия, воспринимаемые продольной арматурой при нарушении анкеровки арматуры. Из рис. 1 видно, что существенного изменения предельного усилия в арматуре в зависимости от преднапряжения не отмечалось. Так, при длине участка опирания $l_{sup} = 80$ и 225 мм средние значения напряжений в арматуре $\sigma_s = 755$ и 860 МПа, максимальное отклонение от среднего значения не превышало 20 и 5%. При $l_{sup} = 200$ и 240 мм не про-

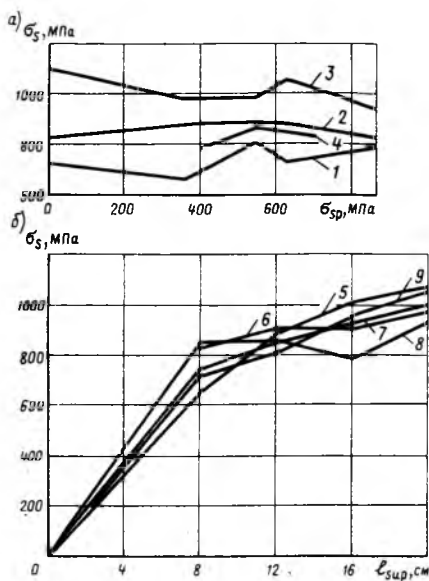


Рис. 1. Зависимость предельных напряжений в арматуре σ_s от преднапряжения σ_{sp} (а) и длины участка опирания l_{sup} (б) при исчерпании прочности анкеровки арматуры

1 — $l_{sup}=80$; 2 — $l_{sup}=125$; 3 — $l_{sup}=200$ мм; 4 — $\sigma_{sp}/R_{b,p}=const$; 5 — $\sigma_{sp}=0$; 6 — $\sigma_{sp}=400$; 7 — $\sigma_{sp}=550$; 8 — $\sigma_{sp}=630$; 9 — $\sigma_{sp}=860$ МПа

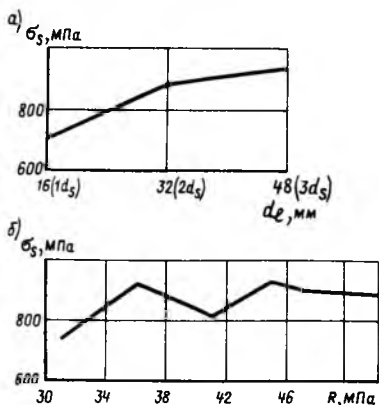


Рис. 2. Зависимость предельных напряжений в арматуре σ_s от толщины защитного слоя a_l (а) и прочности бетона R (б) при исчерпании прочности анкеровки арматуры

исходило продергивания арматуры, поскольку образцы разрушались по нормальному или наклонному сечениям от действия поперечной силы. Для этих случаев прочность анкеровки арматуры оценивали по взаимным смещениям арматуры и бетона g_0 . Расчеты показали, что, например, при $l_{sup}=200$ мм прочность анкеровки исчерпалась бы при $\sigma_s=1100$ МПа.

Кроме того, в некоторых образцах при передаче усилий обжатия образовывались продольные трещины раскалывания ограниченного раскрытия ($a_{cre} \leq 0,1$ мм), несмотря на соблюдение конструктивных и расчетных требований СНиП 2.03.01—84 по косвенной

армированию концевых участков образцов. Наличие продольных трещин не снижало предельные напряжения в арматуре σ_s , которые оказались близки к σ_s , полученным для образцов без трещин раскалывания.

При анализе влияния l_{sup} учитывали, что каждая серия образцов с различной l_{sup} имела разные значения преднапряжения σ_{sp} . Поскольку σ_{sp} не влияет на прочность анкеровки арматуры, в данном случае оперировали средними значениями выдергивающих усилий для образцов с разными σ_{sp} . Так, при $l_{sup}=80$ мм ($5d_s$), $l_{sup}=125$ мм ($8d_s$) и $l_{sup}=160$ мм ($10d_s$) арматура продергивалась при $\sigma_s=755$, 845 и 920 МПа (см. рис. 1). В исследуемом диапазоне с увеличением длины участка опирания напряжения в арматуре, соответствующие моменту ее выдергивания из бетона, увеличиваются практически по линейному закону вследствие возрастания контактной поверхности арматуры и бетона по длине опорного блока.

Анализом влияния толщины защитного слоя бетона установлено, что в образцах с $a_l=16$ ($1d_s$), 32 ($2d_s$) и 48 мм ($3d_s$) напряжения в арматуре в предельном состоянии составляли в среднем $\sigma_s=710$, 885 и 940 МПа (рис. 2). При увеличении толщины защитного слоя бетона $a_l > 2d_s$ отмечено незначительное (на 6 %) приращение σ_s . Лишь при $a_l=1d_s$ напряжение в арматуре σ_s на 25 % меньше, чем при $a_l=2d_s$. Такое незначительное влияние толщины защитного слоя бетона объясняется наличием поперечной косвенной арматуры и поперечным обжатием от опорной реакции. Эти факторы ограничивают опасность раскола заделки в горизонтальном направлении в связи с уменьшением площади раскалывания при снижении a_l . Поскольку нарушение анкеровки арматуры происходит из-за среза по контактному слою, толщина которого значительно меньше толщины защитного слоя бетона, то изменение a_l не влияет на σ_s .

Однако назначать толщину защитного слоя бетона нельзя лишь с точки зрения прочности анкеровки арматуры, поскольку при небольшой толщине защитного слоя бетона ($a_l=d_s \dots 2d_s$) существует опасность возникновения продольных трещин раскалывания в стадии передачи усилия обжатия на боковых гранях концевых участков.

Для установления влияния прочности бетона R на прочность анкеровки арматуры за наклонной трещиной в опытных образцах варьировали среднюю прочность бетона в пределах 20...50 МПа. Однако в образцах с минимальной прочностью бетона к моменту испытания прочность бетона оказалась

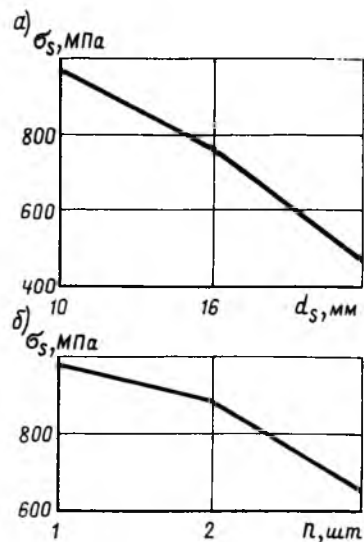


Рис. 3. Зависимость предельных напряжений в арматуре σ_s от диаметра d_s (а) и числа напрягаемых стержней n (б) при исчерпании прочности анкеровки арматуры

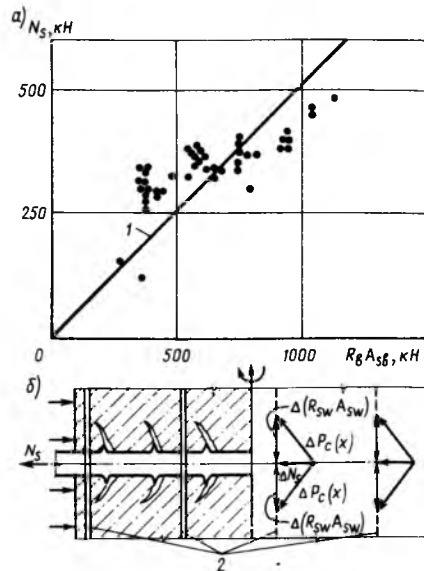


Рис. 4. Зависимость предельных усилий в арматуре N_s от $R_b A_{s,b}$ (а) и структурная модель восприятия распорных усилий арматуры при ее продергивании в опорном блоке (б)
1 — N_s ; 2 — поперечная косвенная арматура

несколько выше. Поэтому фактический диапазон изменения прочности бетона $R=31 \dots 52$ МПа. Изменение прочности бетона в диапазоне $R=36 \dots 52$ МПа практически не влияет на прочность анкеровки арматуры (см. рис. 2). При этом средние напряжения в арматуре в предельном состоянии $\sigma_s=890$ МПа, а отклонения от среднего значения ≤ 10 %. В образце прочности $R=31$ МПа напряжения σ_s уже на 17 % ниже, чем в остальных.

Известно, что увеличению прочности бетона соответствует повышение прочности анкеровки арматуры, но возрастание напряжений в арматуре σ_s не находится в прямой зависимости от R .

При выдергивании арматуры из опорного блока в зоне контакта арматуры и бетона реализуются одновременно сжимающие, срезающие и растягивающие напряжения. Их взаимное влияние весьма неоднородно в каждом конкретном случае и обуславливает нелинейную зависимость предельных напряжений в арматуре σ_s от R .

Анализом опытных данных установлено, что с увеличением диаметра стержней выдергивающие усилия возрастают (рис. 3), а напряжения в арматуре при этом снижаются, причем в обоих случаях прослеживается практически линейная зависимость.

График изменения напряжений в арматуре σ_s при различном числе стержней n в поперечном сечении приведен на рис. 3. С увеличением n значение σ_s снижается, что объясняется уменьшением расстояния между стержнями с $3,4d_s$ до $1,7d_s$. В результате возрастало не только суммарное распорное воздействие арматуры вследствие увеличения числа стержней, но и снижалась площадь сечения бетона, совпадающая с плоскостью раскалывания и воспринимающая распорное воздействие арматуры.

В результате экспериментов установлено, что предельное усилие, воспринимаемое арматурой в результате продергивания при разрушении элемента по наклонной трещине, практически не

зависит от преднапряжения арматуры, толщины защитного слоя бетона и образования раскалывающих трещин, а зависит от величины заделки арматуры, т. е. от расстояния между местом пересечения продольной арматуры наклонной трещиной, которое близко к внутренней грани опоры, и торцом элемента, а также от прочности бетона на сжатие, диаметра арматуры и числа стержней в поперечном сечении. Влияние преднапряжения и трещин раскалывания не проявляется в связи с перераспределением и выравниванием эпюры касательных напряжений по поверхности стержня и передачей растягивающих усилий распора на косвенную арматуру, расположенную в пределах заделки. Предельное усилие N_s , воспринимаемое арматурой при продергивании на свободных опорах балок, рекомендуется устанавливать по единой для напрягаемой и ненапрягаемой арматуры зависимости через площадь поверхности контакта стержня с бетоном по длине заделки A_{sb} и прочность бетона на сжатие R_b (рис. 4)

$$N_s = \alpha R_b A_{sb} \leq R_s A_s,$$

где α — коэффициент, определяемый из сравнения опытных и расчетных данных и на основании результатов проведенных исследований: $\alpha = 0,5$.

Полученная расчетная зависимость показывает, что механизм разрушения

от продергивания при наличии косвенной арматуры и образовании трещин раскалывания можно представить как работу подкосной системы, состоящей из наклонных бетонных конусоидальных элементов, распределенных по длине заделки продольной арматуры, и вертикальных элементов косвенной арматуры (см. рис. 4). При действии осевой силы в продольной арматуре наклонные бетонные элементы воспринимают сжимающие усилия, а вертикальные арматурные элементы — растягивающие. Продергивание происходит в результате разрушения условных бетонных подкосов от сжатия или достижения в косвенной арматуре расчетных сопротивлений или напряжений, при которых продольные трещины раскалывания получают столь большое раскрытие, что продольная арматура уже не может передавать распорные усилия и происходит разрушение от проскальзывания.

Кроме того, на анкерующую способность продольной арматуры в балках на свободных опорах влияют граничные условия, например вертикальные напряжения сжатия от действия опорной реакции, величина защитного слоя бетона, расположение продольной арматуры в сечении и т. д. Учесть все эти условия при построении расчетных зависимостей затруднительно. Поэтому более целесообразно наложить некоторые ограничения на указанные факторы конструктивно.

Вниманию организаций и специалистов!

Экспресс-анализ свойств стержневой арматуры, используемой в монтажных петлях и арматурных изделиях железобетонных конструкций, включая: временное сопротивление разрыву, предел текучести, относительное удлинение, склонность к хрупким разрушениям (монтажных петель), химический анализ и металлографическую оценку качества стали с выдачей соответствующего сертификата, выполняет по разовым заказам или по долгосрочным договорам (сервисное обслуживание) НИИЖБ Госстроя СССР.

**Обращаться: 109428, Москва, 2-я Институтская, б. Сварка, 10-7.
Тел. 174-81-02, 174-85-93**

УДК 691.87:693.554

М. М. ХОЛМЯНСКИЙ, д-р техн. наук, проф., В. В., КУРИЛИН, канд. техн. наук, Н. Н. ЕРИН, А. С. ЗАЛЬЦМАН, инженеры (ВНИИЖелезобетон)

Расчет сталефибробетонных элементов на чистый изгиб

Для определения напряжений и деформаций в поперечных сечениях балки при заданном изгибающем моменте M , а также для оценки ее несущей способности M_{max} необходимо знать распределение продольных деформаций по высоте сечения и диаграммы растяжения и сжатия сталефибробетона. Задача упрощается, если принять закон плоских сечений, а деформации бетона сжатой зоны считать линейно-упругими. Наибольшую трудность представляет определение диаграммы растяжения сталефибробетона. Имеющиеся опытные данные весьма противоречивы и ненадежны [1, 2]. Проведенные опыты дают необходимые для расчета балок данные и позволяют установить границы применимости принятых допущений. При этом испытывали 12 балок прямоугольного сечения $b \times h$, длиной 80 см с разрезами различной глубины l по середине пролета. Балки изготовляли из мелкозернистого бетона с добавлением проволоочной фибры $d=0,45$ мм, длиной 4,5 см, с односторонней профилировкой глубиной 0,1 мм. В таблице приведены b , l и $h_0=h-l$, а также несущая способность P_{max} . Балки испытывали по схеме рис. 1. Тензодатчики с базой 50 мм наклеивали над надрезом по II с каждой стороны.

В результате установлено, что балки с надрезом глубиной l , высотой h работают практически так же, как балки без надреза, высотой h_0 . При крайних деформациях сжатой зоны $\epsilon_1 < 10^{-3}$ предположение о линейно-упругой работе сталефибробетона подтверждается. Деформации растянутой зоны следуют закону плоских сечений до появления неупругих деформаций при $\epsilon_2 = \epsilon_p (0,5 \times 10^{-4} < \epsilon_p < 1 \cdot 10^{-4})$. Неупругая составляющая деформаций крайних растянутых волокон ϵ_{ne}^{max} растет с увеличением нагрузки по линейной зависимости (рис. 2). При $M/bh^2R_{bt} = 0,17; 0,184; 0,211; 0,246; 0,284; 0,332$ и $0,345$; $\epsilon_{ne}^{max}/\epsilon_2$ соответственно равно 63, 63, 59, 57, 53, 45 и 43. Изменение деформаций по высоте растянутой зоны носило, как правило, случайный характер. Исключение составила балка I-2, для кото-

Серия	№ балок	b , см	l , см	h_0 , см	P_{max} , кН
I	1	8,8	0,4	19,2	36,0
	2	9,4	0,4	19,2	51,6
	3	9,0	5,0	14,7	38,0
	4	8,0	10,0	9,2	12,3
	5	8,0	10,0	8,6	8,8
	6	9,0	5,0	15,0	30,9
II	1	9,0	0,0	19,3	34,0
	2	10,2	0,4	19,5	44,5
III	1	10,2	0,4	19,2	27,2
	2	9,4	0,4	19,1	26,4
IV	1	9,9	0,4	19,3	8,9
	2	10,0	0,4	19,4	9,5

Примечание. Для серий I...IV $E_c \times 10^{-4} = 2,9; 3,5; 3,8$ и $3,4$ МПа.

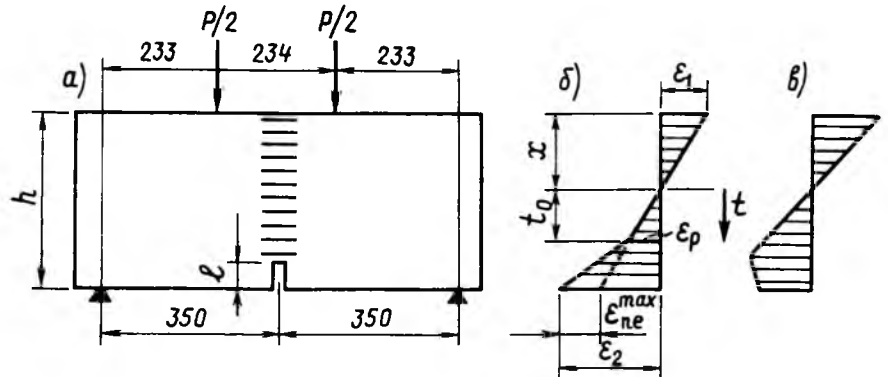


Рис. 1. Схема опытных балок (а), эпюры ϵ (б) и σ (в)

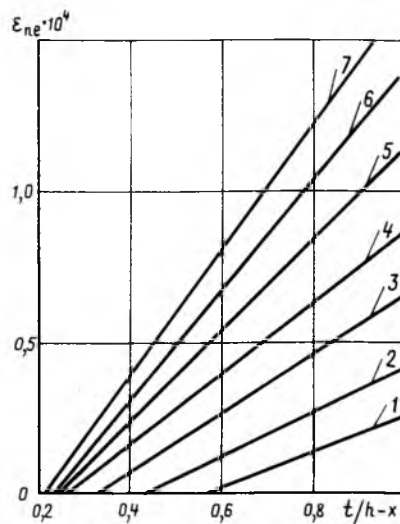


Рис. 2. Распределение неупругих деформаций по высоте растянутой зоны I...7 — этапы нагружения

рой деформации ϵ_{ne} на всех этапах нагружения изменялись по высоте растянутой зоны четко по линейному закону (см. рис. 2)

Учет нелинейных деформаций растянутой зоны в первом приближении

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{ne} &= 0 \text{ при } t < t_0; \\ \epsilon_{ne} &= \epsilon_{ne}^{max} \frac{t-t_0}{h-x-t_0} \text{ при } t > t_0, \end{aligned} \right\} (1)$$

где t — расстояние данного волокна от нейтральной оси;

$$t_0 = \frac{x\epsilon_p}{\epsilon_1};$$

$$\epsilon_{ne}^{max} = 7,5 \left(\frac{M}{bh^2R_{bt}} - 0,167 \right).$$

Развитие неупругих деформаций связано с микротрещинообразованием [3].

Для получения диаграмм растяжения сталефибробетона обычно используют измерения крайних деформаций, считая справедливым закон плоских сечений [4, 5]. Более точное аналитическое описание диаграммы растяжения бето-

на можно получить исходя из непосредственного измерения деформации, используя способ наименьших квадратов. В данном исследовании искомую функцию задавали в форме полинома

$$\sigma = U_1 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right) + U_2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 + U_3 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^3 + U_4 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^4. \quad (2)$$

Деформацию ϵ_0 выбирали произвольно по соображениям удобства вычислений. Для каждого i -го этапа нагружения подсчитывали равнодействующие усилий в сжатой D и растянутой Z зонах. D находили в предположении упругой работы сжатого бетона. Напряжения в растянутой зоне выражали через искомую функцию. Разделив эпюру де-

формаций растянутой зоны на достаточно большое число m одинаковых участков, получили:

$$D = 0,5bx_i E_c \varepsilon_{ii};$$

$$z = \frac{b(h-x_i)}{m} \sum_{k=1}^m \left[U_1 \left(\frac{\varepsilon_{ik}}{\varepsilon_0} \right) + U_2 \left(\frac{\varepsilon_{ik}}{\varepsilon_0} \right)^2 + U_3 \left(\frac{\varepsilon_{ik}}{\varepsilon_0} \right)^3 + U_4 \left(\frac{\varepsilon_{ik}}{\varepsilon_0} \right)^4 \right], \quad (3)$$

где k — номер участка.

В результате преобразований получили уравнения равновесия:

$$0,5bx_i E_c \varepsilon_{ii} = \sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m U_j \left(\frac{\varepsilon_{ik}}{\varepsilon_0} \right)^j; \quad (4)$$

$$M_i = \frac{bx_i^2}{3} E_c \varepsilon_{ii} + \frac{h}{2m^2} \times \sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m (2k-1)(h-x_i)^2 \times U_j \left(\frac{\varepsilon_{ik}}{\varepsilon_0} \right), \quad (5)$$

где M_i — изгибающий момент на i -м этапе.

Если деформации замеряли на N этапах, для определения четырех неизвестных можно составить 2 N уравнений. При этом наименьшая погрешность достигается, если неизвестные U_j удовлетворяют системе нормальных уравнений. Методика составления и решения этих уравнений, а также оценки погрешности полученного решения изложены, например, в источнике [6]. Если число уравнений по сравнению с числом неизвестных достаточно велико, за дополнительную неизвестную можно принять E_c . Составление и решение уравнений выполнено на ЭВМ. Полученные диаграммы растяжения сталефибробетона представлены на рис. 3. Для остальных балок исходная информация оказалась недостаточной или неточной. Основные особенности полученных диаграмм заключались в том, что критиче-

ская деформация ε_{cr}^{sfb} при $\mu_v = 1 \dots 2,5\%$ изменялась в пределах $(5 \dots 10) 10^{-4}$, максимальное сопротивление R_{bt}^{sfb} примерно линейно увеличивалось с ростом μ_v (см. рис. 3)

$$R_{bt}^{sfb} \approx R_{bt} + 1,4\mu_v, \quad (6)$$

где R_{bt} — прочность на растяжение бетона матрицы.

Снижение сопротивления при $\varepsilon > \varepsilon_{cr}^{sfb}$ было плавным и достигало минимума. Эта особенность важна, однако минимум мог быть мнимым, связанным с особенностями приближения искомой функции полиномом четвертой степени. Для сталефибробетона наличие минимума соответствует расчетному прогнозу. Минимум может получаться в результате суммирования убывающего, начиная с некоторого момента, сопротивления фибр продольным перемещениям и монотонно возрастающего их сопротивления поперечным перемещениям. Если повторный рост сопротивления не учитывать, удовлетворительное описание диаграмм дает выражение

$$\sigma = R_{bt}^{sfb} \frac{\ln \left(1 + \frac{e-1}{\varepsilon_{cr}^{sfb}} \varepsilon \right)}{1 + \frac{e-1}{\varepsilon_{cr}^{sfb}} \varepsilon}. \quad (7)$$

Располагая выражениями (1), (2) для распределения деформаций по высоте сечения, зная ε_{cr}^{sfb} и R_{bt}^{sfb} , с помощью зависимости (7) можно составить уравнение равновесия изгибаемого элемента

$$\ln^2(1 + \alpha \varepsilon_2) - \frac{\alpha E_c \varepsilon_1^2}{e R_{bt}^{sfb}} = \lambda \left[\ln^2(1 + \alpha \varepsilon_p - \frac{\alpha E_c \varepsilon_1^2}{e R_{bt}^{sfb}}) \right]; \quad (8)$$

$$\frac{2}{ebR_{bt}^{sfb}} \left[\frac{\alpha \varepsilon_1 (1 + \lambda)}{\lambda} \right]^2 \times \times \left[M - \frac{bx^2 E_c \varepsilon_1}{3} \right] = -2\alpha(\varepsilon_2 - \varepsilon_p) + (\lambda \alpha \varepsilon_p - 1) [\ln^2(1 + \alpha \varepsilon_2) - \ln^2(1 + \alpha \varepsilon_p)] + 2(1 + \alpha \varepsilon_2) \ln \times \times (1 + \alpha \varepsilon_2) - 2(1 + \alpha \varepsilon_p) \ln \times \times (1 + \alpha \varepsilon_p) + (1 + \lambda)^2 [-2\alpha \varepsilon_p + \ln^2(1 + \alpha \varepsilon_p) + 2(1 + \alpha \varepsilon_p) \ln \times \times (1 + \alpha \varepsilon_p)], \quad (9)$$

где

$$\lambda = \frac{x}{h-x-x \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_1}};$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 \frac{h-x}{x} + \varepsilon_{ne}^{max};$$

$$\alpha = \frac{e-1}{\varepsilon_{cr}^{sfb}}.$$

Решение уравнений на ЭВМ целесообразно производить перебором значений неизвестных. При этом интервал возможных изменений x и ε_1 разбивают на достаточно большое число N и M частей. Для каждого из NM сочетаний неизвестных подсчитывают погрешности решения первого δ_1 и второго δ_2 уравнений. В качестве меры погрешности можно принять отношение $|\delta_1 - \delta_2| / (|\delta_1| + |\delta_2|)$ (δ_1, δ_2 — численные значения левой и правой частей уравнений). При этом выбирают вариант, для которого сумма $\delta_1^2 + \delta_2^2$ минимальна.

Если требуется определить только M_{max} , для каждого из сочетаний x и ε_1 из первого уравнения находят M , из второго — δ . Вначале отбирают те варианты, для которых расхождение незначительно. Затем из отобранных вариантов находят тот, для которого $M = M_{max}$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Naaman A. Probabilistic analysis of fiber — reinforced concrete // Journal of engineering mechanics division. — 1974. — № 2. — P. 17—25.
2. Lim T. Analytical modes for tensile behavior of steel fiber concrete // ACI materials journal. — 1987. — № 4. — P. 36—47.
3. Sah S. Naaman A. Mechanical properties of glass and steel fiber reinforced mortar // ACI Journal. — 1976. — № 1. — P. 111—117.
4. Prentis I. M. The distribution of concrete stress in reinforced and prestressed concrete beams when tested to destruction by pure bending moment // Magazine of concrete research. — 1951. — № 5. — P. 85—86.
5. Чайка В. П. Исследование напряженного состояния бетона сжатой зоны изгибаемых железобетонных элементов аналитическим методом: Автореф. дис... канд. техн. наук. — М., 1977. — 21 с.
6. Крылов А. Н. Лекции о приближенных вычислениях. М.-Л.: Гос. изд-во технической литературы, 1950. — 398 с.

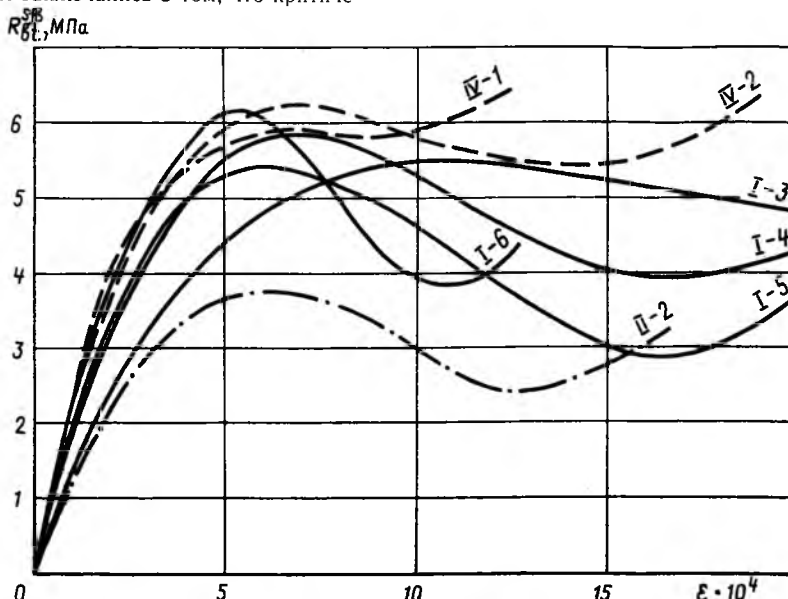


Рис. 3. Опытные диаграммы работы сталефибробетона при растяжении

— — — — — $\mu_v = 2,5$; — — — — — $\mu_v = 2$; — — — — — $\mu_v = 1\%$

УДК 691.327.004.8:539.37/.38

С. С. КАПРИЕЛОВ, М. Г. БУЛГАКОВА, кандидаты техн. наук (НИИЖБ);
Я. Л. ВИХМАН, инж. (трест Павлодарпромстрой)

Деформативные свойства бетонов с использованием ультрадисперсных отходов Ермаковского завода ферросплавов

Применение в качестве активных микронаполнителей ультрадисперсных отходов Ермаковского завода ферросплавов с пониженным содержанием микрокремнезема позволяет эффективно решить проблему улучшения свойств бетонов и экономии цемента*.

В НИИЖБе исследовали прочностные и деформативные свойства бетонов, содержащих пыль рукавных фильтров (ПРФ) систем газоочистки печей, в которых выплавляется ферросилиций. Определяли влияние ПРФ на кратковременные и длительные характеристики бетона и с этих позиций оптимальное количество микронаполнителя в составе бетонных смесей.

Испытывали образцы бетона класса В45 трех составов: 1 — контрольный без ПРФ, 2 — со сниженным на 15% расходом цемента и 30% ПРФ, 3 — со сниженным на 57 кг расходом цемента и 29% ПРФ массы цемента (табл. 1).

В составе 2 расход вяжущего, под которым подразумевается смесь цемента и ПРФ, составляла 504 кг/м³, а в составе 3 был завышен (628 кг/м³) для определения влияния этого фактора на деформативность бетона. Подвижность всех бетонных смесей была одинакова и соответствовала 6...7 см.

В опытах использовали портландцемент марки 400 Воскресенского завода, песок с $M_n=2$, гранитный щебень фракций 5...20 мм, а также ПРФ, содержащий SiO₂—65,4; Al₂O₃—2,3; Fe₂O₃—6,6; CaO—2,2; MgO—4,3; Na₂O—0,2; K₂O—0,6; SO₃—1,9; п.п.п.—15,9%.

Испытания проводили по ГОСТ 24452—80 и ГОСТ 24544—81 на образцах-кубах с ребром 10 см и призмах размером 10×10×40 см, которые подвергали тепловлажностной обработке

* См.: Применение отходов ферросплавного производства с пониженным содержанием микрокремнезема / В. Г. Батраков, С. С. Каприелов, В. В. Пирожников и др. // Бетон и железобетон.—1989.— № 3.— С. 22—24.

по режиму 3+3+8+2 ч с изотермическим прогревом при 85 °С.

В результате кратковременных испытаний были получены следующие характеристики: начальный модуль упругости E_0 при уровне нагружений $\sigma=0,3R_0$; полные деформации бетона ε_0 при напряжениях $\sigma=0,95R_0$; коэффициент упругости ν , определенный как

отношение упругих деформаций ε_{el} к полным деформациям бетона ε_0 .

При длительных испытаниях бетонов определяли деформации усадки набухания и ползучести. Результаты кратковременных испытаний представлены в табл. 2 и на рис. 1.

Из полученных данных следует, что при замещении 28,5% цемента ПРФ

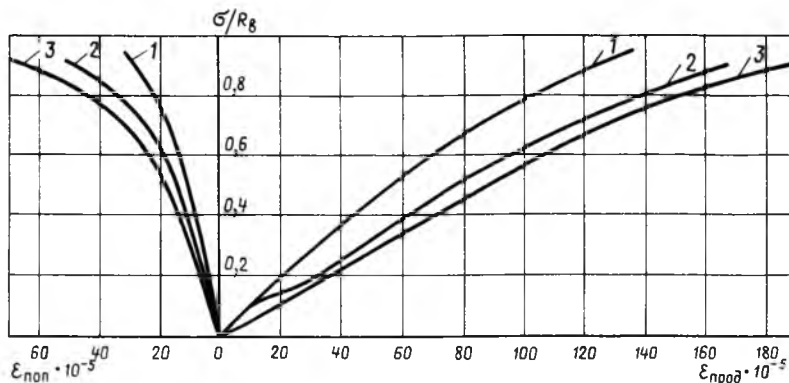


Рис. 1. Продольные и поперечные деформации бетонов 1...3 — составы по табл. 1

Таблица 1

№ состава	Расход составляющих, кг/м ³					С.з. % Ц+ПРФ	В/Ц+ПРФ	О. К., см	Снижение расхода цемента, %
	Ц	ПРФ	П	Щ	В				
1	543	—	516	1148	195	0,5	0,36	7	—
2	388	116	489	1127	200	1,2	0,39	6	28,5
3	486	142	295	1077	247	1,2	0,39	7	10,5

Таблица 2

№ состава	R	R _н	K _{пл}	Модуль упругости ×10 ⁻³ , МПа		$\Delta = \frac{E_n - E_0^n}{E_0^n}$	ν
				Фактический E _n	по СНиП E ₀ ⁿ		
1	59,3	42,5	0,71	36,2	34,0	+64,0	0,75
	17,9	12,3					
2	57,5	44,0	0,77	30,1	35,0	-14,0	0,79
	6,25	9,0					
3	52,7	38,0	0,72	21,6	34,0	-36,5	0,84
	6,80	7,0					

Примечание. Над чертой — прочность в 28 сут после ТВО в МПа, под чертой — коэффициент вариации прочности в %.

прочность бетона оптимального состава 2 не снижается. При этом повышается коэффициент призмной прочности $K_{пн} = R_p/R$ и снижается начальный модуль упругости, который отличается от предусмотренного СНиП 2.03.01—84 на 14 %.

Анализ деформативных свойств (см. рис. 1) показывает, что бетон с ПРФ при уровне нагружения, близком к разрушающей нагрузке ($0,9R_p$), имеет продольные и поперечные деформации, превышающие параметры контрольного бетона. Деформации повышаются соответственно увеличению расхода микронаполнителя в составе бетона, т. е. добавка ПРФ изменяет предельную растяжимость и сжимаемость бетонов. При этом верхняя граница области развития микротрещин R_b^{crc} , соответствующая увеличению коэффициента поперечной деформации до 0,5, у бетонов состава 2 с замещением 28,5 % цемента ПРФ по абсолютному значению достаточно высока

$$R_b^{crc} = 0,89R_p.$$

Результаты исследования процессов усадки и набухания бетонов, твердевших в нормальных условиях, показывают (рис. 2), что усадочные деформации в образцах составов 1 и 2 стабилизируются к 100 сут. При этом деформации в бетонах с ПРФ в 5 раз меньше, чем у контрольных образцов. В образце состава 3 с повышенным количеством ПРФ усадочных деформаций не наблюдается, более того, уже в небольшие сроки твердения проявляется небольшое расширение, которое сохраняется на постоянном уровне и в последующие сроки.

При погружении в воду после стабилизации усадочных деформаций бетоны с ПРФ проявили повышенную способность к набуханию. Деформации набухания увеличиваются с повышением количества ПРФ в составах бетонов 2 и 3. Этому способствует повышен-

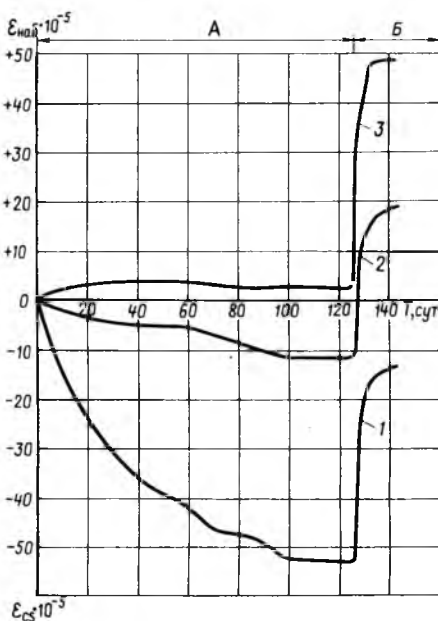


Рис. 2. Деформации усадки и набухания в зависимости от условий твердения 1...3 — составы по табл. 1; А — равновесная усадка бетона при твердении на воздухе; Б — набухание бетона при погружении в воду

ное водопоглощение бетонов с микронаполнителем: например, образцы с повышенным содержанием вяжущего, в том числе ПРФ (3), в процессе испытаний поглотили воды на 27 % больше контрольных.

Обобщая полученные результаты, можно сделать вывод о том, что снижение деформаций усадки и набухания бетонов с добавкой ПРФ связано с особенностями структуры цементного камня и бетона, которые влияют на повышенную водоудерживающую способность при твердении в нормальных условиях и водопоглощение при насыщении водой. Это явление имеет важное практическое значение: при производстве конструкций в условиях сухого и жаркого климата наружную поверхность отформованного бетона с ПРФ необходимо защищать от быстро-

го высыхания, так как удаление воды с поверхностных слоев будет приводить к усадке, в то время как в глубинных слоях бетона может проявляться эффект расширения, что неизбежно приведет к появлению поверхностных трещин.

Ползучесть бетонов исследовали на образцах, которые не были изолированы от влагообмена с окружающей средой и подвергались воздействию постоянной сжимающей силы, соответствующей уровню нагружения примерно $0,3R_p$. Полные деформации образцов за весь период испытаний (нагружение, выдержка под постоянной нагрузкой, разгрузка) приведены на рис. 3. В бетонах состава 2 при уровне длительного нагружения $0,27R_p$ деформации проявились так же, как в контрольных образцах. В то же время бетон состава 3 деформировался в большей степени. Известно, что деформации ползучести зависят от объема гелевой составляющей цементного камня, а в образцах 3 содержалось повышенное количество вяжущего (цемента 486, ПРФ 142 кг/м³), что привело к увеличению деформаций.

Предельные относительные деформации ползучести, вычисленные по уравнению линейной регрессии (ГОСТ 24544—81) на 180-е сутки, составили для бетона состава 1 — $2,63 \times 10^{-5}$, состава 2 — $2,1 \times 10^{-5}$, состава 3 — $3,88 \times 10^{-5}$. Нормативное значение меры ползучести C_n для бетонов, подобных по качеству исследованным ($R_p = 50$ МПа, $O. K. = 6$ см), составляет $6,8 \times 10^{-5}$. Таким образом, даже имеющие повышенную деформативность бетоны с увеличенным содержанием ПРФ, по мере ползучести укладываются в нормативные значения.

Выводы

Бетоны с ПРФ в количестве до 30 % массы цемента при общем расходе вяжущего в составе смесей не более 500 кг/м³ обладают прочностью, деформативностью, модулем упругости, соответствующими обычным бетонам равной прочности. При этом деформации усадки снижаются.

На комбинате ЖБИ-2 треста Павлодарпромстрой проведены испытания плит перекрытий ПК 12,5-58-12 серии ИИ-04, армированных преднапряженной арматурой класса Ат-V, изготовленных из бетонных смесей с расходом цемента 230, ПРФ — 70 кг/м³, суперпластификатора — 1,8 % массы цемента и имеющих подвижность 1...2 см. Прочность, жесткость и трещиностойкость плит из такого бетона на ПРФ выше проектных значений, что подтверждают результаты лабораторных испытаний.

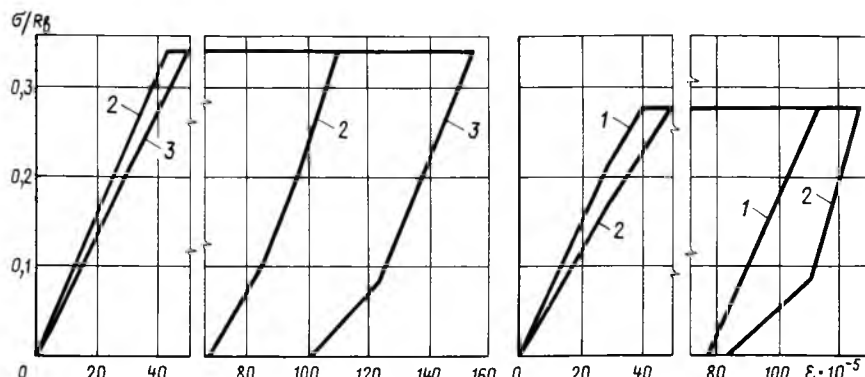


Рис. 3. Полные деформации бетонов 1...3 — составы по табл. 1

О внедрении смесителей СА-400/500

Как известно, активация цемента позволяет повысить марку исходного цемента на 2...4 ступени (например, с 400 до 600, 800), обеспечить экономию цемента до 20...35 %, а при введении С-3 до 50 %. В 1950-е годы была предпринята попытка внедрения активации цемента, но тогда она не была воплощена на практике главным образом из-за отсутствия высокопроизводительных и совершенных установок для помола цемента.

В настоящее время в связи с нехваткой цемента к его активации вернулись вновь. Предложены различные способы активации, в частности, интенсивная раздельная технология. В [1] изложено ее преимущество перед традиционной технологией и гарантированы работоспособность смесителей и получение громадной экономии цемента.

В 1987 г. Госстрой СССР принял решение о внедрении интенсивной раздельной технологии во всех республиках. Был проведен всесоюзный семинар и продемонстрирована работа смесителя. После приготовления двух замесов смеситель был отключен. Всем участникам семинара были выданы рабочие чертежи смесителя СА-400/500 и регламент его работы. На местах было изготовлено и смонтировано более 500 таких смесителей. Для оказания практической помощи было создано девять групп. Однако массовое внедрение интенсивной раздельной технологии показало, что принятые к внедрению смесители СА-400/500 несовершенны, а сама технология неэффективна.

Первые неудачи при внедрении этой технологии никого не насторожили. Административный нажим на ее внедрение продолжался. Заводы стали принимать меры по модернизации смесителей СА-400/500. В Ярославле на стенки смесителя навешивали цепи, меняли место расположения привода и т. д., но добиться его стабильной работы не удалось. На 21 заводе ЖБК (Москва) на лопатки приваривали треугольники. Совершенствование смесителей выполняли также в Кишиневе, Броварах, Нижнем Новгороде, но принятые меры не дали результатов. Недостатки интен-

сивной раздельной технологии были подробно освещены ранее [2].

Итоги ее внедрения обсуждались в Госстрое СССР. В решении НТС, в частности, было записано, что внедрение этой технологии позволило получить экономию до 10 % цемента. Однако это не соответствует действительности. По решению Госстроя СССР был подготовлен специальный номер журнала «Бетон и железобетон» (№ 7 за 1989 г.) об опыте внедрения интенсивной раздельной технологии, в котором она оценивается положительно.

В [3] практически нет новых данных об этой технологии. Это свидетельствует о том, что автор не сделал должных выводов из критики и неудачного опыта ее внедрения. Эффективность новой технологии обосновывается механическими, физическими и физико-химическими явлениями, происходящими при твердении бетона. Однако это не делает ее работоспособной. Утверждение о надежной работе модернизированного смесителя СА-400/500 и вновь разработанных не соответствует действительности. Нельзя согласиться и с высказыванием о том, что бетонные смеси, приготовленные по интенсивной раздельной технологии, приобретают новые свойства, и что стандартные методы не пригодны для их оценки.

В статье [4] приводятся данные экспериментальных исследований, проводимых на лабораторных смесителях: спирально-вихревом вместимостью 10 л и бытовом турбулентном вместимостью 20 л. Однако проводить эти исследования не было необходимости, ибо известно, что активация цемента, и особенно при использовании известнякового щебня и загрязненного песка, позволяет повышать прочность бетона или экономить цемент. Авторам [4] в первую очередь нужно было проверять надежность работы модернизированного и вновь разработанных смесителей, а при необходимости оказать помощь по их доработке или разработке, а не исследовать технологические свойства бетонных смесей, приготовленных по этой технологии с использованием хи-

мических добавок и активации щебня.

По данным [4], повышение прочности бетона, приготовленного по интенсивной раздельной технологии, по сравнению с традиционной, составляет 3...12 %. Однако, в каком случае прочность повысилась на 3, а в каком на 12 %, — пояснений не дано. Прочностные показатели приведены в зависимости не от О. К., а от В/Ц. В этом случае трудно оценить стабильность и надежность работы смесителя при приготовлении бетонных смесей разной пластичности и жесткости. Однако эффективность работы смесителей в [4] оценивается по О. К. Например, авторы пишут, что в смесителях КузНИИШахтостроя можно приготовить смеси с погружением конуса СтройЦНИЛ ≥ 10 см (по стандартному 18 см). Однако такие смеси не нуждаются в активации, их можно приготовить в обычных бетоносмесителях, увеличив только время перемешивания. В упомянутой статье целесообразность внедрения интенсивной раздельной технологии обосновывается успешной работой смесителей в Броварах и Кривом Роге, но там эта технология не освоена.

В [5, 6] подробно освещены недостатки смесителя СА-400/500 и те мероприятия, которые были выполнены на заводах по рекомендациям авторов. Утверждается, что выполнение их рекомендаций позволило устранить недостатки смесителя СА-400/500 и вновь разработанных и модернизировать их на заводах ЖБИ Главтюменьстроя. Однако это не так. На 21 заводе ЖБИ, по рекомендациям авторов, на лопасти приваривали треугольники, что не улучшило работу смесителя.

Здесь же подробно излагаются результаты опытов по изучению влияния различных химических добавок. Однако влияние добавок на расход цемента и прочность бетона известно, поэтому в первую очередь нужно было проверить работу смесителей.

Опытные образцы смесителей 600/800 и 1000/1400, по данным [6], могут работать только при приготовлении пластичных смесей, поэтому проблема внедрения интенсивной раздельной технологии

разработкой этих смесителей не решена.

В [7] подтверждается, что на Кишиневском растворобетонном заводе и ДСК-1 при внедрении этой технологии получена стабильная экономия 10 % цемента при работе на турбулентном смесителе СА-500. Однако упомянутые предприятия стабильно по интенсивной раздельной технологии не работают. Приведенные данные по экономии цемента сомнительны. По утверждению авторов, на предприятиях Молдовы успешно работают пять смесителей и пять монтируются. Эти данные приводились еще в начале 1988 г. Возможно, эти смесители смонтированы, но они стабильно не работают, а экономии цемента нет.

Наиболее реальные данные об экономии цемента при работе по интенсивной раздельной технологии приведены в [8]. По этим данным, на заводе КПД ДСК-1 Главбакстроля при работе по этой технологии экономия цемента составила всего 5 кг на 1 м³ бетона. Работа смесителя СА-400/500 была обеспечена благодаря тому, что на ДСК-1 приготавливали литые бетонные смеси с О. К. = 20...22 см. Но такие смеси практически с тем же эффектом можно готовить и по традиционной технологии.

В [9] приведены данные экспериментальных исследований. Приготовление смеси осуществляли в лабораторном смесителе вместимостью 25 л. Эффективность интенсивной раздельной технологии изучали при активации цемента в сочетании с другими цементосберегающими приемами (введением С-3, ЛСТ, ЛСТМ, золы-уноса и т. п.) и без них. Однако в первую очередь нужно было оценить эффективность работы смесителей, а не изучать влияние химических добавок и зол на пластичность бетонных смесей и прочность бетона. По нашему мнению, исследования активации цемента в сочетании с другими компонентами не позволяют объективно оценить эффективность этой технологии. Для получения достоверных данных введение добавок следует исключить.

Здесь же приводятся данные по экономии цемента и прочности бетона. Например, при введении только С-3 экономия цемента составила 3...9 %, а совместно С-3 и золы — 3 %, на Нижневартковском ДСК и Тюменском заводе КПД — 4 %. Эти данные подтверждают неэффективность интенсивной раздельной технологии, хотя об этом в [9] не сказано. Оценку предоставлено сделать читателям журнала.

В [10] отмечается возможная экономия цемента при работе по новой технологии, но конкретных данных не приводится. Указываются недостатки смесителей, трудности, осложнявшие внедрение

технологии, приводится перечень вновь разработанных смесителей (с учетом недостатков смесителя СА-400/500), отмечается состояние их внедрения. Утверждается, что смеситель 600/800, разработанный Главтюменьстроем и доработанный Индустройпроектом, успешно эксплуатируется. Однако не уточняется, что он стабильно работает только при приготовлении пластичных смесей. В связи с этим выводы об успешной работе смесителя 600/830 сделаны преждевременно. На строительной ярмарке НТД-1988 г. на ВДНХ СССР экспонировался другой смеситель 700/1000.

Успешная работа смесителя 350/500, разработанного ПО строительных материалов и конструкций «Вангажи», не отмечена. Приведены только те оригинальные усовершенствования, которые были внесены в конструкцию смесителя СА-400/500. В 1988 г. доработанный смеситель демонстрировался на ярмарке НТД на ВДНХ СССР. На большую сумму были проданы рабочие чертежи. Данных о надежности работы смесителей, изготовленных по ним, нет. На ярмарке НТД-1989 г. смеситель уже не экспонировался. При проверке его в Ярославле преимуществ перед смесителем СА-400/500 не выявлено.

Смесители 600/800 ВНИИСтройдормаша и 800/1000 КузНИИШахтостроя проходят испытания в Броварах и Казани. Эффективность их работы в [10] не оценивается. Из этого следует, что надежных смесителей пока нет, поэтому массовое внедрение интенсивной раздельной технологии преждевременно.

Сообщение о разработке комбинированного смесителя (по опыту ФРГ), совмещающего все операции по приготовлению активированного раствора и бетона, заслуживает внимания. Над ним нужно работать, но предлагать для массового внедрения, чтобы не повторить печальный опыт со смесителем СА-400/500, еще рано.

В [11] приводится методика оценки интенсивной раздельной технологии по сравнению с традиционной. По предлагаемой методике допускается оценка эффективности новой технологии в сочетании с другими цементосберегающими приемами. Однако в этом случае оценить ее эффективность и сделать правильные выводы трудно. Подтверждением тому может служить неудачный опыт с внедрением омагниченной воды. Тогда эффективность ее пытались доказать с одновременным введением в бетон различных добавок. Для достоверной оценки преимуществ интенсивной раздельной технологии, по сравнению с обычной, необходимо исключить применение других приемов.

По нашему мнению, с внедрением интенсивной раздельной технологии поспешили. Прежде всего следовало тщательно проверить стабильность работы смесителя СА-400/500 и при необходимости доработать его или разработать новый, а затем апробировать на одном из заводов ЖБК.

Необоснованное внедрение недоработанных и ошибочных предложений не раз приводило к печальным результатам.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. **Высокопрочный** бетон с активированным минеральным наполнителем / В. И. Соломатов, Л. М. Глаголева, В. Н. Кабанов и др. // Бетон и железобетон. — 1986. — № 12. — С. 10—11.
2. **Сизов В. П.** Об активации цемента с наполнителем при раздельной технологии приготовления бетона // Бетон и железобетон. — 1988. — № 6. — С. 26—27.
3. **Соломатов В. И.** Проблемы интенсивной раздельной технологии // Бетон и железобетон. — 1989. — № 7. — С. 4—6.
4. **Гусев Б. В., Королев К. М., Кушу Э. Х.** Интенсификация приготовления бетонной смеси // Бетон и железобетон. — 1989. — № 7. — С. 6—7.
5. **Технологические** особенности использования интенсивной раздельной технологии на заводах ЖБИ Главтюменьстроя / И. Ф. Руденко, Г. М. Васильева, А. А. Галонена и др. // Бетон и железобетон. — 1989. — № 7. — С. 8—9.
6. **Романов Р. Л., Савин В. Д.** Совершенствование технологии раздельного приготовления бетонов // Бетон и железобетон. — 1989. — № 7. — С. 9—11.
7. **Опыт** внедрения интенсивной раздельной технологии на предприятиях Молдавии / В. И. Ионаш, Р. Ф. Васильева, А. И. Шубенок и др. // Бетон и железобетон. — 1989. — № 7. — С. 11.
8. **Применение** интенсивной раздельной технологии на ДСК-3 Главбакстроля / Х. М. Мусаев, А. Г. Гусейнов, Р. А. Вейсов и др. // Бетон и железобетон. — 1989. — № 7. — С. 12—13.
9. **Довжик В. Г., Хаймов И. С.** Эффективность интенсивной раздельной технологии в сочетании с другими цементосберегающими приемами // Бетон и железобетон. — 1989. — № 7. — С. 13—15.
10. **Королев К. М., Бочаров Н. А.** Смесители-активаторы для раздельной технологии // Бетон и железобетон. — 1989. — № 7. — С. 15—16.
11. **Бруссер М. И., Подмазова С. А.** О методике определения эффективности внедрения интенсивной раздельной технологии // Бетон и железобетон. — 1989. — № 7. — С. 17.

Об истинном В/Ц бетона и водопотребности заполнителя

При анализе свойств бетона широко используют представления об истинном водоцементном отношении цементного камня в бетоне $(В/Ц)_{ист}$ и водопотребности заполнителя $В_{п}$. Утверждается, что $(В/Ц)_{ист}$ может составлять $(0,876...1,65)$ НГ (где НГ — нормальная плотность цементного теста в относительных единицах), «т. е. может изменяться от минимально возможного, которое обеспечивает получение бетонной смеси, способной формироваться до границы ее расслоения» [1].

Однако использование значений $(В/Ц)_{ист}$ и $В_{п}$, определяемых по известным методикам [1], в качестве структурных характеристик затвердевшего бетона вызывает сомнение. Их определение основано на изучении цементного теста и цементно-песчаного раствора с В/Ц, как правило, не превышающим 1,65НГ, т. е. водоудерживающей способности теста. В реальных бетонных смесях В/Ц, как правило, превышает 1,65НГ.

Тезис о равенстве В/Ц цементного теста истинному В/Ц раствора при равной их удобоукладываемости противоречит основополагающей реологической зависимости $\eta = \eta_c(1 + \alpha X)$, из которой следует, что при равных реологических характеристиках цементного теста и раствора η и различной объемной концентрации заполнителя ($X=0$ для цементного теста и $X \approx 0,47$ для раствора состава 1:2), вязкость теста в растворе η_c должна быть меньше, а $(В/Ц)_{ист}$ больше, чем вязкость и В/Ц цементного теста без заполнителя.

При использовании ультразвука для определения периода формирования структуры твердеющей системы, а тем более при такой массивной ее обработке на всех стадиях структурообразования, необходимо корректировать получаемые результаты из-за непосредственного влияния метода на изучаемые процессы [2].

Водопотребность заполнителей превышает их адсорбционную способность примерно в 2...3 раза, а ее оценка непостоянна и зависит от принятого методикой соотношения между заполнителем и цементом.

Методы определения $В_{п}$ являются косвенными. Их относительность иллюстрируется следующим фактом. С рос-

том соотношения между песком и цементном водопотребность песка увеличивается в смесях равной удобоукладываемости [3] и уменьшается при использовании ультразвука [4].

Кроме вышеприведенных замечаний, необоснованно предлагаемое ограничение предельно возможного значения $(В/Ц)_{ист}$ границей расслоения цементного теста. В [1] отождествляются понятия «граница расслоения» и «водоудерживающая способность цементного теста», в то время как последняя может значительно превышать границу расслоения теста. Ниже приводятся результаты изучения водоотделения цементного теста при разных В/Ц на цементах различного состава.

Водоотделение цементного теста определяли по методике ГОСТ 10181—4—81 в сосуде-цилиндре диаметром 15 и высотой 11,5 см. Тесто приготавливали ручным перемешиванием в течение 2...3 мин и подвергали кратковременному (3...5 с) вибрированию после заливки в сосуд. Через 1,5 ч отстаивания отделившуюся воду собирали и взвешивали. Водоотделение подсчитывали как отношение количества отделившейся воды к объему теста в сосуде и принимали как среднее из двух одновременно изготовленных близнецов. Точность определения водоотделения составила 11%. Составы и свойства цементов представлены в таблице.

На рис. 1 приведены зависимости водоотделения цементного теста от В/Ц. Обработка этих результатов по отношению к относительно водоцементному отношению $(\frac{В}{НГ})$ показывает (рис. 2), что предельное В/Ц, характеризующее границу расслоения теста на столь различных по составу цементах, составляет 1,65НГ, что подтверждает известные данные.

Особый интерес представляют данные по остаточному В/Ц, получаемому в тесте после его отстаивания (рис. 3). В большинстве случаев оно превышает 1,65НГ, что свидетельствует об увеличении водоудерживающей способности теста, приготовленного с большими значениями В/Ц.

В растворяющей или бетонной смеси с В/Ц, превышающим 1,65НГ, водоотде-

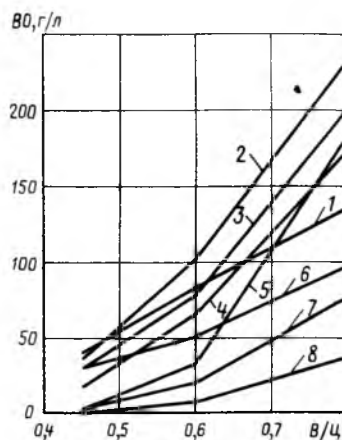


Рис. 1. Водоотделение цементного теста с различным В/Ц

1...8 — составы цемента по таблице

№ состава	Вид и состав цемента*	Нормальная плотность, %	Удельная поверхность, м ² /кг	Остаток на сите, 008. %	Коэффициент водоотделения**
1	Воскресенский	23,25	323	8,0	0,20
2	Подольский	23,25	287	14,4	0,33
3	Подольский (56 %) + молотый песок (44 %)	25,75	368	5,2	0,30
4	То же	26,75	445	1,6	0,27
5	Подольский (56 %) + зола (44 %)	25,50	502	2,4	0,20
6	Горнозаводский	24,00	305	8,4	0,14
7	Горнозаводский (56 %) + известняк (44 %)	25,25	561	9,6	0,22
8	Ангарский (60 %) + зола (40 %)	35,00	472	0,8	0,03

* Цементы составов 3...5 получены совместным помолом и изготовлены опытным заводом НИИ цемента, составов 1, 2, 6...8 — и соответствующими цементными заводами

** По ГОСТ 310.6—85

ление может быть как внешним, так и внутренним. Ранее* была предложена методика определения водопотребности песка путем сравнения внешнего водоотделения цементного теста и раствора, имеющих одинаковое В/Ц. При отсутствии внешнего водоотделения (что обязательно при подборе состава) вся отделившаяся вода иммобилизуется частицами заполнителя. Часть воды идет на адсорбционное смачивание поверхности заполнителя и не влияет на реологические свойства цементного теста [5]. Другая — образуется непосредственно в результате водоотделения. В этом случае подразумевается не водопотребность заполнителя, а его водазадеживающая способность β . Уравнение состояния бетонной смеси при этом будет иметь вид

$$VO_{cm} = VO_T V_T - \beta Z, \quad (1)$$

где VO_{cm} , VO_T — водоотделение бетонной смеси и цементного теста в смеси; V_T — объемная концентрация цементного теста в бетонной смеси; Z — расход заполнителя.

При $VO_{cm} = 0$ значение β определится из (1) выражением

$$\beta = VO_T V_T / Z.$$

При традиционной схеме приготовления бетонной смеси (всухую перемешанные компоненты одновременно затворяются водой, а заполнитель часто

* А. с. 877431 СССР, МКИ g 01 N 33/38. Способ определения водопотребности песка / М. И. Бруссер, А. М. Лещинский, Л. А. Малинина (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1980. — № 40.

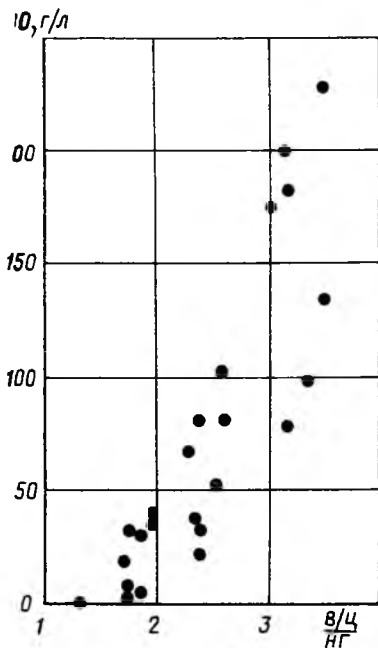


Рис. 2. Влияние относительного В/Ц на водоотделение цементного теста

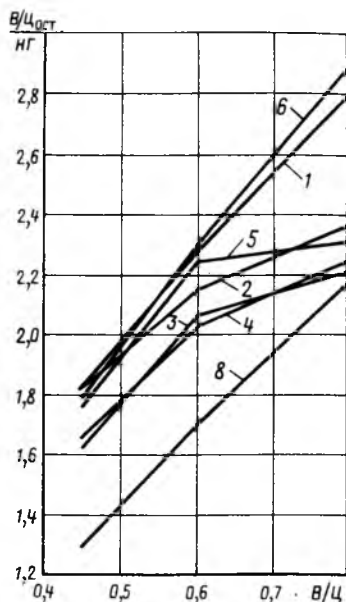


Рис. 3. Влияние В/Ц-затворения на остаточное В/Ц теста
1...8 — составы цемента по таблице

используют влажный) процесс перераспределения воды затворения между поверхностью цемента и заполнителя можно считать кратковременным, протекающим на стадии приготовления и укладки бетонной смеси. По этой причине на начальном этапе существования бетонной смеси (до формования), на котором производят все необходимые реологические измерения, истинное В/Ц смеси следует определять путем уменьшения В/Ц-затворения на величину адсорбции воды заполнителем

$$(V/C)_{ист}^{cm} = V/C - n(V_{ад} - V_{ест}), \quad (2)$$

где n — соотношение по массе между заполнителем и цементом; $V_{ад}$ — влажность заполнителя в относительных единицах, соответствующая адсорбционной способности заполнителя и определяемая по методике [6]; $V_{ест}$ — естественная влажность заполнителя в относительных единицах.

Введение в равенство (2) $V_{ест}$ вызвано тем, что даже при проведении лабораторных работ по приготовлению бетона используют заполнители с некоторой естественной влажностью, которая может быть соизмерима с $V_{ад}$.

При $(V/C)_{ист}^{cm} \leq 1,65 НГ$, полученное из (2) значение истинного В/Ц следует перенести на затвердевший бетон. При $(V/C)_{ист}^{cm} > 1,65 НГ$ в бетонной смеси из-за внутреннего водоотделения происходит дальнейшее уменьшение истинного В/Ц. После стабилизации седиментационных процессов, которая может наступать до схватывания цементного теста или прерываться процессами структурообразования, истинное В/Ц цементного теста в смеси к этому моменту, так же, как и цементного камня в

затвердевшем бетоне, определится из равенства

$$(V/C)_{ист}^b = (V/C)_{ист}^{cm} - VO_T (V/C), \quad (3)$$

где VO_T — водоотделение цементного теста, имеющего В/Ц, равное $(V/C)_{ист}^{cm}$. V — объемная концентрация цементного теста, исключая адсорбционно связываемую заполнителем воду; C — расход цемента.

Таким образом, истинное В/Ц цементного теста в бетонной смеси и цементного камня в затвердевшем бетоне может различаться, что необходимо учитывать при построении моделей и анализе свойств бетона.

Выводы

Истинное В/Ц и водопотребность заполнителей, определяемые по методикам [1], относительно и неадекватны характеристикам структуры бетонной смеси и затвердевшего бетона.

Изучение водоотделения цементного теста показало возможность превышения водоудерживающей способности цементного теста границы его расслоения (1,65 НГ). Истинное В/Ц бетона определяется протеканием таких процессов, как адсорбционное отвлечение воды заполнителем и водоотделение цементного теста.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Получение бетона заданных свойств / Ю. М. Баженов, Г. И. Горчаков, Л. А. Алимов, В. В. Воронин. — М.: Стройиздат, 1978. — 53 с.
2. Ахвердов И. Н., Шалимо М. А. Влияние вибрации и ультразвуковых колебаний на формирование структуры цементного камня // Бетон и железобетон. — 1960. — № 9. — С. 403—408.
3. Тараканов В. М., Надарейшвили Г. Ф. Контроль качества формования и прочности песчаного бетона // Прогрессивные методы изготовления сборных железобетонных конструкций на предприятиях Главмоспромстройматериалов. — М.: ВНИИЖелезобетон, 1983. — С. 55—62.
4. Жегас В. Исследование водопотребности песка в бетонных смесях // Усовершенствование технологических процессов, их автоматизация и развитие гибких автоматизированных производств. Строительные материалы: Тез. докл. — Каунас, 1986. — С. 112—113.
5. Сторк Ю. Теория состава бетонной смеси. — Л.: Стройиздат, 1971. — 240 с.
6. Ахвердов И. Н. Основы физики бетона. — М.: Стройиздат, 1981. — 464 с.

О новой книге

Заседателев И. Б., **Малинский Е. Н.**, **Темкин Е. С.**
Гелиотермообработка сборного железобетона.— М.: Стройиздат, 1990.

Строительство в целом потребляет незначительную часть энергии по сравнению с другими отраслями промышленности. Отрадно, что один из первых серьезных шагов по использованию солнечной энергии сделан в производстве сборного железобетона, на долю которого приходится ежегодно более 13 млн. т условного топлива и затрачивается около 2 млрд. р. На тепловлажную обработку при производстве сборного железобетона идет основное потребление энергии. Она осуществляется в основном путем использования пара в средних пределах 450...700 кг/м³, что в 5...7 раз выше теоретически обоснованного удельного расхода.

В южных районах СССР производится более 30% сборного железобетона, что составляет около 40 млн. м³ в год. По сложившейся практике как в северных, так и в южных республиках используют одинаковые способы теплового воздействия на бетон, что обусловлено отсутствием альтернативных технологий, способных конкурировать с традиционным паропрогревом. Это вызвано низкой стоимостью топлива, несовершенными системами нормирования расхода энергоресурсов, не стимулирующими развитие новых энергосберегающих технологий.

Книга коллектива авторов обобщает цикл научно-производственных исследований и опыт внедрения гелиотехнологий в практику строительства в течение последних 10 лет. Изложен также накопленный отечественный и зарубежный опыт использования солнечной энергии в строительстве.

Книга невероятно своевременна как по энергетической, так и экологической ситуациям, сложившимся в стране, да и во всем мире. Попытки использовать солнечную энергию для ускорения твердения бетона многократно предпринимались в разное время и также незаметно исчезали, порождая песимистические перспективы. Это происходило, вероятно, оттого, что не были комплексно сформированы программы исследовательских и внедренческих работ. Более того, неквалифицированная реклама

создавала ложные понятия о гелиотермообработке, за которую принимали обычный нагрев бетона на солнце, приводивший зачастую к серьезному нарушению структуры и свойств материала. Ошибочны также намерения, связанные с использованием гелиопргрева в технологии сборного железобетона. Настроенность на полную замену какого-либо вида термообработки гелиотермообработкой сдерживает реальные шаги к его внедрению в производство. А ведь если гелиопргрев компенсирует даже 25...50% тепловых затрат на термообработку, это дает сотни миллионов рублей в год.

Авторы книги четко показали нераскрытые возможности гелиотермообработки сборного железобетона и их незначительное использование на практике.

В книге впервые не только теоретически, но и практически решен вопрос об использовании экзотермии цемента при мягких режимах гелиопргрева и остывания изделий. Раскрыты два основных направления использования солнечной энергии: гелиотермообработка с применением прямой солнечной радиации и термообработка с применением промежуточных теплоносителей, приготовленных в системах промышленного гелиотеплоснабжения.

Большое место в книге уделяется первому направлению, связанному с полигонным производством сборного железобетона, которое нашло большее внедрение в практике строительства. Второе направление применительно к сборному железобетону изложено в теоретическом плане. Оно связано с аккумуляцией водой солнечной энергии в специальных установках с последующим использованием нагретой воды в термоформах, кассетных установках или для приготовления подогретых бетонных смесей.

Целесообразность использования гелиотермообработки в полигонной технологии сборного железобетона обоснована авторами результатами теоретических исследований основной технологической гелиооснастки — светопрозрачного и теплоаккумулирующего покрытия (СВИТАП). Приводятся техниче-

ские параметры СВИТАП, кинетика пргрева и твердения бетона, технологические особенности применения гелиотермообработки с покрытием СВИТАП и контроля прочности бетона.

Подробно рассмотрена комбинированная гелиотермообработка железобетонных изделий на полигонах круглогодичного действия, в том числе и с применением СВИТАП при твердении бетона в различных температурных условиях при отсутствии солнечной радиации. Следует однако заметить, что покрытия СВИТАП на основе полимерных пленок при нашей культуре производства нельзя признать технологичными и долговечными, что, к сожалению, может дискредитировать технологию гелиотермообработки. В этой связи строителям надо давать технологический заказ промышленности на производство долговечных, прочных и достаточно светопрозрачных материалов. В книге, однако, не сформулированы критерии этих материалов. Представляется, что создание технологичных покрытий СВИТАП может сделать резкий скачок в масштабах внедрения гелиотермообработки в полигонных условиях производства сборного железобетона.

Приведен глубокий анализ способов увеличения продолжительности сезона и сменности эксплуатации гелиополигонов с использованием теплоаккумулирующих материалов и оснований, а также на основе разработки и создания систем промышленного гелиотеплоснабжения и резервных источников тепла. Рассмотрены особенности проектирования и организации гелиополигонов и гелиотеплообработки изделий сложной конфигурации.

В книге имеется несколько приложений, которые можно использовать при расчете некоторых параметров гелиотермообработки.

Изложенный материал убеждает читателя в высокой эффективности новых подходов к замене традиционных видов топлива возобновляемыми источниками энергии с удачным сочетанием новой технологии с существующей при минимальных капитальных затратах на переоборудование обычных металлических форм в гелиотермоформы. И хотя

внедрение гелиотехнологии требует создания специального оборудования, не следует упрощать и примитивизировать изготовление основной технологической оснастки — светопрозрачных и теплоаккумулирующих покрытий. Эффективное использование СВИАП позволяет не только оптимизировать тепло- и массообменные процессы в замкнутом пространстве между покрытием и поверхностью бетона и в самом бетоне (что не создает характерных для паропрогрева деструктивных процессов), но и приблизить условия твердения бетона к нормальным.

Следует также отметить, что некоторые разделы книги с частными вопросами слишком детализированы, но не изложен, например, такой сложный вопрос, как технология изготовления гелиооснастки.

Книга убеждает читателя, что использование солнечной энергии — основа всех будущих энергосберегающих технологий в производстве сборного и монолитного железобетона.

Рецензируемая книга подготовлена авторским коллективом во главе с безвременю ушедшим профессором, доктором технических наук И. Б. Заседа-

телевым, одним из энтузиастов гелиотермообработки бетона. Ее выход стал лучшим подтверждением реальности и перспективы мышления этого прекрасного инженера и исследователя, создавшего новые подходы к использованию солнечной энергии в технологии сборного железобетона с решением экологических проблем, резко обострившихся в последние десятилетия на планете.

Г. А. АЙРАПЕТОВ,
д-р техн. наук, проф.,
заслуженный деятель науки
и техники ЧИАССР

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.01.46:620.191.33

Бу же в и ч В. Г. Трещиностойкость преднапряженных вневцентренно сжатых элементов двутаврового сечения // Бетон и железобетон.— 1991.— № 3.— С. 2—3

Изложены результаты испытаний вневцентренно сжатых преднапряженных образцов колонн двутаврового сечения с малой гибкостью, изготовленных из высокопрочного тяжелого бетона. Проанализированы причины повышения трещиностойкости испытанных образцов колонн по сравнению с аналогичными колоннами с ненапрягаемой арматурой. Даны предложения по использованию в преднапряженных колоннах новых видов арматуры с более высокими прочностными показателями.— Ил. 2, табл. 1.

УДК 693.542.4.003.13

Б а т р а к о в В. Г., Ф а й н е р М. Ш. Ресурсосберегающий эффект модификаторов бетона // Бетон и железобетон.— 1991.— № 3.— С. 3—5

Анализируются водоредуцирующий эффект, повышение прочности и экономическая эффективность основных модификаторов при различных условиях твердения бетона. Даются рекомендации по наиболее перспективным направлениям использования модификаторов.— Ил. 2.— Библиогр.: 6 назв.

УДК 691.87:693.554:693.565

М а м е д о в Т. И. Релаксация напряжений высокопрочной проволочной арматуры при повышенной температуре // Бетон и железобетон.— 1991.— № 3.— С. 7—8

Приведены результаты обобщения и анализа экспериментальных данных, полученных различными авторами при исследовании релаксации высокопрочной проволочной арматуры при повышенной температуре. На основании анализа опытных данных для инженерных расчетов предложена эмпирическая зависимость для определения потерь напряжений от релаксации высокопрочной проволочной арматуры при повышенной температуре. Зависимость комплексно учитывает основные факторы, влияющие на релаксацию арматуры, уровень начального напряжения, время выдерживания под напряжением, температуру и особенности технологии изготовления арматуры.— Ил. 2.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.81

Ш а п и р о И. С., Ф р и д м а н А. М., П о т а п о в А. Н. Снижение металлоемкости в сварных закладных изделиях при сварке под флюсом // Бетон и железобетон.— 1991.— № 3.— С. 8—9

Показана технико-экономическая эффективность применения сварки под флюсом для изготовления закладных изделий железобетонных конструкций. Сварка под флюсом превосходит контактно-рельефную в результате меньшей трудоемкости обработки плоских элементов. Показано, что совершенствование сварки под флюсом закладных изделий определяется оптимизацией состава флюса.— Ил. 2, табл. 2.

УДК 666.97.03

З а в о й с к и й А. К., Ш а в р и н В. И. Новая технологическая линия с наполными кассетами // Бетон и железобетон.— 1991.— № 3.— С. 10—12

Приводятся схемы и описание работы механизированной наполной кассеты вместимостью 25..31 отсек и технологической линии, включающей две такие кассеты, бетоноукладчик, распалубщик и другое оборудование.— Ил. 5.

УДК 693.547.32

А р б е н ь е в А. С. Совершенствование устройств по непрерывному электроразогреву бетонной смеси // Бетон и железобетон.— 1991.— № 3.— С. 13—14

Дан научно-технический анализ создания устройств по непрерывному электроразогреву смеси. Приведены формулы расчета потока и требуемой мощности.— Ил. 2.— Библиогр.: 3 назв. стр 85

УДК 624.072.2/3

П и р а д о в А. Б., М г е л а д з е Г. Г. Развитие нормальных трещин в изгибаемых балках из легкого бетона // Бетон и железобетон.— 1991.— № 3.— С. 15—16

Глубина проникновения и ширина раскрытия нормальных трещин в железобетонных балках определяются методами механики разрушения с учетом сдерживающего влияния арматуры на развитие трещины. Методика обеспечивает хорошее совпадение теоретических и опытных значений, что позволяет рекомендовать ее в качестве расчетной.— Ил. 2, табл. 1.— Библиогр.: 6 назв.

УДК 624.012.46.042.8

Ж е с т к о с т ь и трещиностойкость преднапряженных балок при повторных нагрузках высокого уровня / Б. Н. Ш е в ч е н к о, Э. Х у с а н о в, К. Ю. Т а р и к, С. Б. Ш е в ч е н к о // Бетон и железобетон.— 1991.— № 3.— С. 16—17

Приведены результаты испытаний серийных преднапряженных балок при статических и повторных нагружениях высокого уровня. Проанализированы жесткость и трещиностойкость преднапряженной балки. Показан характер усталостного разрушения бетона.— Ил. 3.— Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.07.042

Н у р м а г а н б е т о в Е. К. Определение прочности изгибаемых стержневых железобетонных элементов по нормальным сечениям // Бетон и железобетон.— 1991.— № 3.— С. 18—19

Приведена методика определения прочности изгибаемых стержневых железобетонных элементов по нормальным сечениям. Получена система из двух уравнений для нахождения нормальных сил и изгибающих моментов в изгибаемых элементах по нормальным сечениям. Эти формулы применимы для любых элементов симметричного сечения.— Ил. 2, — Библиогр.: 2 назв.

УДК 693.565.8

З а л е с о в А. С., Ш а р и п о в Р. Ш., Г у л а л и е в С. Х. Анкеровка проволочной арматуры балок на свободных опорах // Бетон и железобетон.— 1991.— № 3.— С. 19—21

Изложены результаты экспериментально-теоретических исследований по изучению условий анкеровки стержневой арматуры периодического профиля на свободных опорах преднапряженных железобетонных балок. Установлено влияние на предельные напряжения в арматуре при выдергивании арматуры из опорных блоков балок преднапряжения в арматуре, длины участка опирания концевых участков, толщины защитного слоя и прочности бетона, а также диаметра и числа напрягаемых стержней. Предложена расчетная зависимость по определению предельных усилий в арматуре через площадь контактной поверхности стержней с бетоном.— Ил. 4. стр 86

УДК 691.87:693.554

Р а с ч е т сталефибробетонных элементов на чистый изгиб / М. М. Х о л м я н с к и й, В. В. К у р и л и н, Н. Н. Е р и н, А. С. З а л ь ц м а н // Бетон и железобетон.— 1991.— № 3.— С. 22—23

Описаны эксперименты, позволившие выявить закономерность изменения продольных деформаций сталефибробетонных балок по высоте сечения и определить диаграмму работы сталефибробетона при растяжении. Полученная информация использована для определения несущей способности балки и ее деформаций при заданном изгибающем моменте.— Ил. 3, табл. 1.— Библиогр.: 6 назв.

Buzhevitch V. G. Crack-resistance of prestressed extra-center compressed elements with section in two T
Batrakov V. G., Phajner M. Sh. Resources-saving effect of concrete modifiers
Nanazashvili V. I., Ghermanskij G. I. Monolithic coverings for floors of increased service strength on the basis of VNV modified by polymer
Mamedov T. I. Relaxation of stresses of high-resistant wire reinforcement under increased temperatures
Shapiro I. S., Phridman A. M., Potapov A. N. Reduction of metal consumption in welded internal articles welded under flux
Zavojskij A. K., Shavrin V. I. New technological line with cassettes on floor
Mitnik G. S., Brusser M. I., Tsvetkov I. L., Nagornjak I. N. New form for production of concrete cubes
Arbenjev A. S. Improvement of equipment for continuous electroheating of mix
Piradov A. B., Mgeladze G. G. Development of normal cracks in bending beams from lightweight concrete
Shevtchenko B. N., Khusanov E., Tarik K. Yu., Shevtchenko S. B. Rigidity and crack-resistance of stressed beams under repeated loads of high level
Nurmaganbetov E. K. Determination of strength of reinforced concrete bending bar elements according to normal sections
Zalesov A. S., Sharipov R. Sh., Gulaliev S. Kh. Anchorage of longitudinal reinforcement of beams on free supports
Kholmjanskij M. M., Kurilin V. V., Erin N. N., Zaltsman A. S. Calculation of steel-fibre-concrete elements on pure bending
Kaprielov S. S., Bulgakova M. G., Vikhman Ya. L. Deformation properties of concretes with the use of ultra-dispersive wastes of Ermakovskij ferroalloys Enterprise
Sizov V. P. On application of mixers SA-400/500
Vlassov V. K. On true W/C ratio of concrete and water-necessity of aggregate

Bouzevitch V. G. La résistance à la fissuration des éléments précontraints comprimés hors du centre avec les sections en double T
Batrakov V. G., Phajner M. Sh. L'effet d'économie de ressources des modificateurs du béton
Nanazachvili V. I., Ghermanskij G. I. Les recouvrements monolithes du plancher d'une résistance de service élevée sur la base de VNV modifié par le béton de résine
Mamedov T. I. La relaxation des contraintes des armatures en fils d'acier de haute résistance sous la température élevée
Chapiro I. S., Phridman A. M., Potapov A. N. La réduction de la nécessité en métal dans les pièces internes soudé sous le flux
Zavojsky A. K., Chavrine V. I. La nouvelle ligne technologique avec les cassettes sur le plancher
Mitnik G. S., Brousser M. I., Tsvetkov I. L., Nagornjak I. N. La nouvelle forme pour la production des cubes en béton
Arbenjev A. S. Le perfectionnement des appareils pour le chauffage électrique continu du béton frais
Piradov A. B., Mgheladzè G. G. Le développement des fissures normales dans les poutres flexibles en béton léger
Chevtchenko B. N., Khoussanov E., Tarik K. Yu., Chevtchenko S. B. La rigidité et la résistance à la fissuration des poutres précontraintes sous les charges répétées d'un haut niveau
Nurmaganbetov E. K. La détermination de la résistance des éléments flexibles en barres en béton armé d'après les sections normales
Zalesov A. S., Charipov R. Ch., Goulalijev S. Kh. L'ancrage des armatures longitudinales des poutres sur les supports libres
Kholmjanskij M. M., Kouriline V. V., Erine N. N., Zaltsman A. S. Le calcul des éléments en acier-fibro-béton sur la flexion pure
Kaprielov S. S., Boulgakova M. G., Vikhman Ya. L. Les propriétés de déformation des bétons avec l'utilisation des déchets ultra-dispersifs de l'usine des ferro-alliages d'Ermakovsk
Sizov V. P. Sur l'application des mélangeurs SA-400/500
Vlassov V. K. Sur le vrai rapport E/C du béton et la quantité d'eau nécessaire de l'agrégat

Bushewitsch W. G. Rissfestigkeit der aussermittig gedrückten vorgespannten Elemente mit Doppel-T-Profil
Batrakow W. G., Fainer M. Sh. Ressourceneinsparender Effekt von Betonmodifikatoren
Nenasaschwili W. I., Ghermanskij G. I. Monolithische Fussbodenbeläge von erhöhter Nutzungsdauerhaftigkeit auf Grundlage des durch ein Polymer modifizierten Bindemittels von niedrigem Wasserverbrauch
Mamedov T. I. Spannungsermüdung der hochfesten Drahtbewehrung unter erhöhter Temperatur
Shapiro I. S., Fridman A. M., Potapov A. N. Senkung des Metallgehaltes in geschweissten Einlegeerzeugnissen bei Unterpulverschweißen
Sawojiskij A. K., Schawrin W. I. Neue technologische Linie mit Bodenformbatterien
Mitnik G. S., Brusser M. I., Zvetkov I. L., Nagornjack I. N. Neue Form für Herstellung von Betonwürfeln
Arbenjew A. S. Verbesserung von Anlagen für ununterbrochene elektrische Erwärmung des Gemisches
Piradow A. B., Mgeladze G. G. Entwicklung von normalen Rissen in auf Biegung beanspruchten Balken aus Leichtbeton
Schewtschenko B. N., Chussanow E., Tarick K. Ju., Schewtschenko S. B. Steifigkeit und Rissfestigkeit von vorgespannten Balken unter wiederholten Belastungen von hohem Stand
Nurmaganbetow Je. K. Festigkeitsbestimmung von auf Biegung beanspruchten Stabelementen aus Stahlbeton nach normalen Querschnitten
Salessow A. S., Scharipow R. Sch., Gulalijew S. Ch. Verankerung der Längsbewehrung von Balken auf freien Stützen
Cholmjanskij M. M., Kurilin W. W., Jerin N. N., Salzman A. S. Berechnung von Stahlfibrerbetonelementen auf reine Biegung
Kaprijelow S. S., Bulgakowa M. G., Wichman Ja. L. Deformative Betoneigenschaften unter Anwendung von Ultradispersionsabfällen aus Jermakowsker Werk für Ferrolegierungen
Sisow W. P. Einführung von SA-400/500 Mischern
Wlassow W. K. Wirkliches Wasser-Zement-Verhältnis des Betons und Wasserbedarfes des Zuschlagstoffes

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. Демьянук, В. Г. Довжик, Ф. А. Иссерс, Б. И. Кормилицын, Р. Л. Майлян, К. В. Михайлов, Т. М. Пецольд, В. А. Рахманов, И. Ф. Руденко, Р. Л. Серых, В. М. Силян, В. М. Скубко, Ю. Г. Хаятин, А. А. Шлыкков (зам. главного редактора), Е. Н. Щербаков

Технический редактор Е. Л. Сангурова Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 08.01.91. Подписано в печать 28.02.91. Формат 60×88 1/8. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,77. Уч.-изд. л. 5,72. Тираж 10 368. Заказ 5049. Цена для индивидуальных подписчиков 80 к., цена для организаций — 1 р. 40 к

Адрес редакции:
 Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж
 Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, ГСП, Каляевская, 23а
 Тел. 292-41-34, 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Государственного комитета СССР по печати. 142300, г. Чехов, Московской обл.

Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика» Государственного комитета СССР по печати.

142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

ГОССТРОЙ СССР

ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОН

МОБИЛЬНАЯ УСТАНОВКА МБМ-101 ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ БЕТОННЫХ БЛОКОВ ДЛЯ МАЛОЭТАЖНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Высокопроизводительная (до 3 млн. шт. усл. кирпича в год) установка служит для изготовления мелкогабаритных бетонных элементов из легкого и тяжелого бетонов: стеновых блоков размером $19 \times 39 \times 20$ см, блоков междуэтажных перекрытий, дымоходных блоков, элементов малых архитектурных форм и др.

Установка действует по принципу вибропрессования. Формование блоков осуществляется на выровненном полу, перемещение установки — вручную. Твердение бетона — естественное и ускоренное.

Высокая производительность установки, удобство и надежность в эксплуатации (обслуживается двумя рабочими) обеспечивают быстрое решение проблем, связанных со строительством жилых домов, гаражей и хозяйственных построек.

Техническая характеристика МБМ-101:

производительность блоков в 1 ч	80...120
число одновременно формуемых блоков, шт.	4...6
максимальная высота формуемых изделий, мм	300
максимальная площадь формы, мм	600×800
установленная мощность, кВт (В)	1,5 (380/36)
масса установки, кг	480...500
габариты, мм	$2170 \times 1000 \times 1600$

НА ДОГОВОРНЫХ УСЛОВИЯХ ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОН ПРЕДЛАГАЕТ:

- рабочие чертежи установки с Инструкцией по эксплуатации
- изготовление установки, передачу Инструкции по эксплуатации и техническую помощь по пусконаладочным работам
- выбор местных материалов и подбор состава бетона для изготовления блоков и бетонных элементов различного назначения
- разработку технических условий и договорных цен на изделия
- рабочие чертежи блоков и бетонных изделий

*Заказы просим направлять по адресу: 111524, Москва,
ул. Плеханова, д. 7. Тел. 176-28-05, 256-05-51.*

ВНИМАНИЮ

РУКОВОДИТЕЛЕЙ ПРЕДПРИЯТИЙ, ОРГАНИЗАЦИЙ И КООПЕРАТИВОВ!

НИИЖБом разработана технология производства строительных изделий из бесцементных высоконаполненных композиционных материалов на основе отходов промышленных производств.

Связующим служат серосодержащие отходы или некондиционная сера, инертными наполнителями и заполнителями — золы, шлаки, шламы, пыль электрофильтров, фосфогипс, бой кислотоупорной керамики или стекла, отходы камнеобработки и подобные отходы. Технология включает подготовку исходного сырья, приготовление бетонной смеси, формовку изделия.

**ПРЕИМУЩЕСТВА СЕРНОГО
БЕТОНА:**



- высокая прочность
- 100 %-ная экономия цемента
- быстрый набор прочности
- водонепроницаемость
- высокая морозостойкость
- химическая стойкость
- хорошие диэлектрические свойства
- возможность повторного использования отходов и бракованных изделий

НИИЖБ предлагает сотрудничество в области анализа исходного сырья и организации производства изделий из серного бетона.

**За дополнительными сведениями обращаться по адресу:
109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ,
лаборатория № 15, тел. 174-84-82 или 171-05-44
(А. Н. Волгушев, Н. Ф. Шестеркина).**