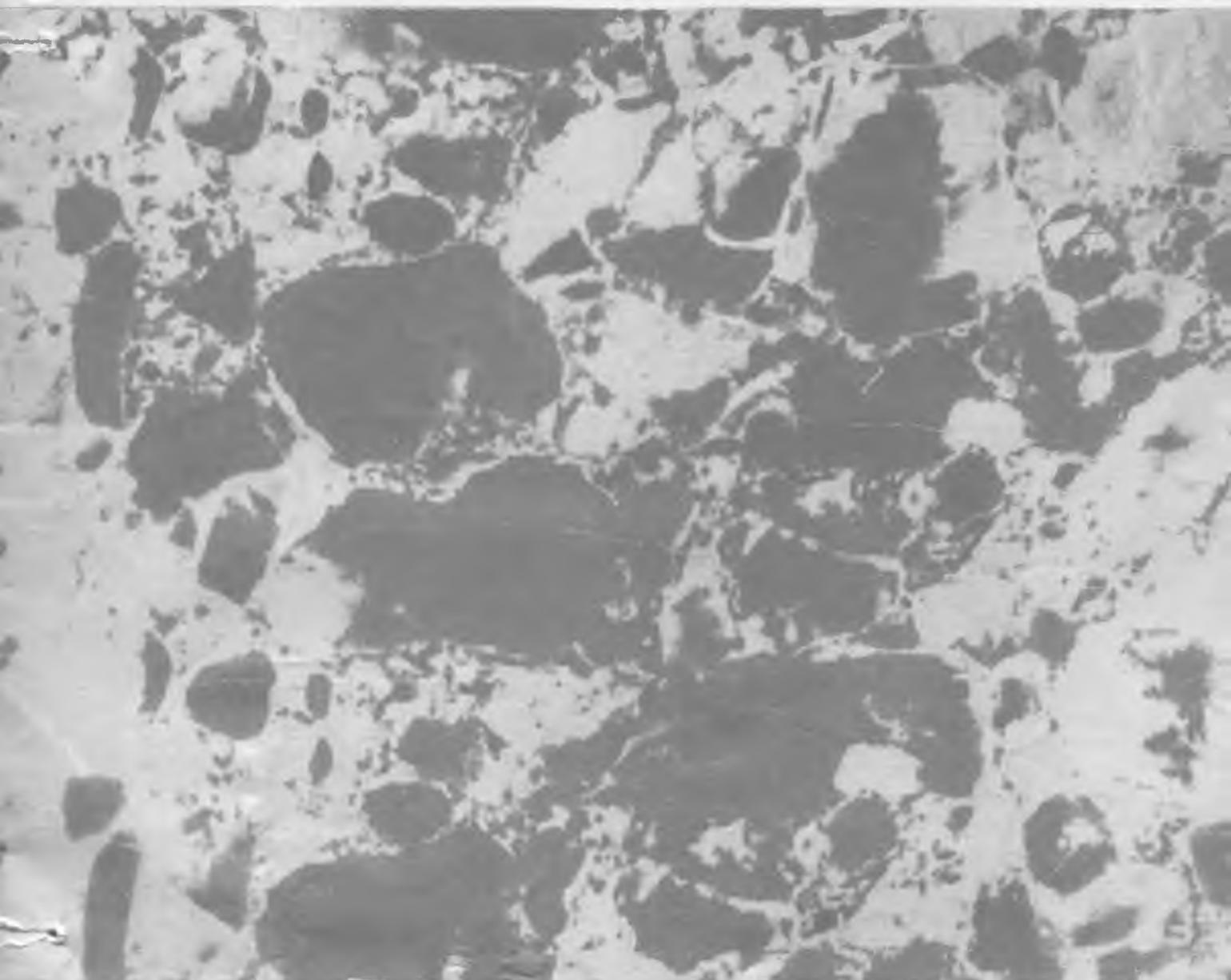


ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

6

1993



СОДЕРЖАНИЕ

Конструкции

Вишталъ В. С., Гаращенко И. И., Еськов В. С., Першаков В. Н. Бескаркасные здания универсального назначения из типовых ребристых плит 2

Бетоны

Дворкин Л. И. Высокопрочные бетоны с активированным зольным наполнителем 4
Соломатов В. И., Грдзелишвили Н. Д. Легкий бетон на вулканических шлаках Грузии со сниженным расходом цемента 6

Арматура

Носенко Н. Е. Технология сварки закладных деталей железобетона 8
Фарзалиев С. А., Курилин В. В., Гольдфайн Б. С., Холмянский М. М. Особенности работы в железобетоне полосовой арматуры 10

Заводское производство

Олехнович К. А., Сундук В. В. Средства виброформования мелкогазонаполненных изделий 13
Бубело В. В. Некоторые проблемы тепловлажностной обработки бетона 15
Азутов В. П., Бойко А. А. Беспроводная транспортная линия подготовки форм 18

Строительное производство

Маркаров Н. А., Солдатов А. Е. Применение каркасных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях 19

В помощь проектировщику

Окунев Г. Н. Расчет элементов конструкций с учетом неупругих свойств бетона 21
Ашкинадзе К. Г. Прочность широкополочных тавровых элементов при действии поперечных сил 23

В помощь заводским лабораториям

Орленко А. Т., Шапошникова А. В., Шушпанов В. А. Методы определения влажности заполнителей и водосодержания торкретируемых бетонных смесей 25
Литвинов Р. Г. Стабилизация развития трещин в изгибаемых железобетонных элементах 27

В порядке обсуждения:

Сизов В. П. Об оценке марки ВНВ и цемента при введении пластифицирующих добавок 28
Сибирская ярмарка 30

Библиография

Габрусенко В. В. Ценное справочное пособие 31



МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

В. С. ВИШТАЛЬ, И. И. ГАРАЩЕНКО, инженеры (Винницкий облгострой);
В. С. ЕСТЬКОВ, инж.; В. Н. ПЕРШАКОВ, канд. техн. наук (Киевский ин-т инженеров гражданской авиации)

Бескаркасные здания универсального назначения из типовых ребристых плит

В строительстве зданий сельскохозяйственного назначения наиболее распространенной конструктивной схемой является каркасная из сборных железобетонных конструкций типовых серий. В качестве несущих элементов каркаса применяют колонны, фермы, балки, прогоны, плиты покрытий. Основным недостатком каркасной схемы заключается в необходимости изготовления неоправданно большой номенклатуры конструктивных элементов для зданий различного назначения, поскольку это влечет за собой потребность в выпуске практически такого же количества металлооснастки, а также применения многочисленных сортов арматуры. Перечисленные недостатки снижают производительность труда на предприятиях по производству конструкций и на стройплощадках.

Винницкий облгострой совместно с ЦНИИЭПсельстроем и НИИЖБом разработали и внедрили принципиально новое конструктивное решение бескаркасного здания многоцелевого назначения (рис. 1). Здание собирают из самонесущих секций, каждая из которых состоит из четырех желе-

зобетонных ребристых плит размером 3×6 м, отличающихся от типовых характером армирования продольных ребер. Пролет здания 18 м, длина — не ограничена (см. рис. 1).

Плиты соединены под углом друг к другу, образуя статически определенное сводчатое сооружение, каждая секция которого является самонесущей. Карнизные узлы соединения между плитами осуществлены электросваркой арматурных выпусков и закладных деталей, находящихся у торцов продольных ребер. Коньковый узел и узел сопряжения плит с фундаментами шарнирные (см. рис. 1). Продольные ребра плит и цокольные панели опираются на фундаменты. По плитам укладывают утеплитель из полужестких минераловатных плит с кровлей из волнистых асбестоцементных листов. Поперечник здания рассчитан на нагрузки для II снегового района и II района со скоростным напором ветра. Расчет производили в соответствии со СНиП 2.03.01—84. Нормативные и расчетные нагрузки приведены в табл. 1.

Таблица 1

Нагрузка	q_n , Па	n	q_p , Па
Плита покрытия	1280	1,1	1410
Пароизоляция	50	1,2	60
Деревянная обрешетка	50	1,1	60
Утеплитель	300	1,2	360
Асбестоцементные листы	220	1,2	260
Снег	700	1,4	980

На Кирнасовском заводе ЖБИ Винницкого облгостроя испытали опытный фрагмент поперечника бескаркасного здания, состоящий из четырех железобетонных плит, опёртых шарнирно на ленточные фундаменты. Опытные образцы плит изготовляли на существующих технологических линиях с использованием типовой оснастки в соответствии с рабочими чертежами с некоторым отступлением от проекта, заключающимся в замене $\varnothing 14$ А-III на $\varnothing 16$ А-III из-за отсутствия требуемого проектом сортамента. В припор-

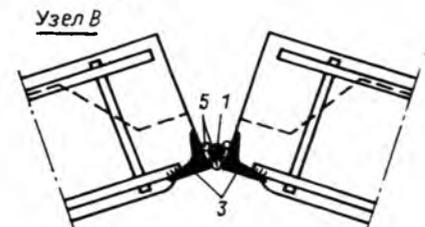
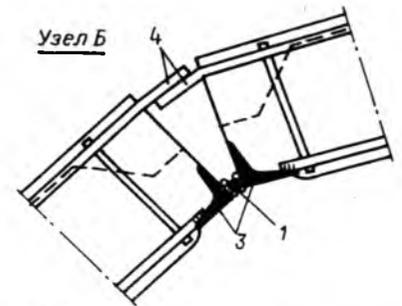
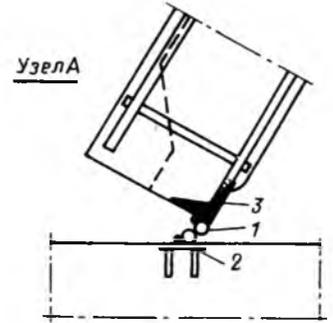
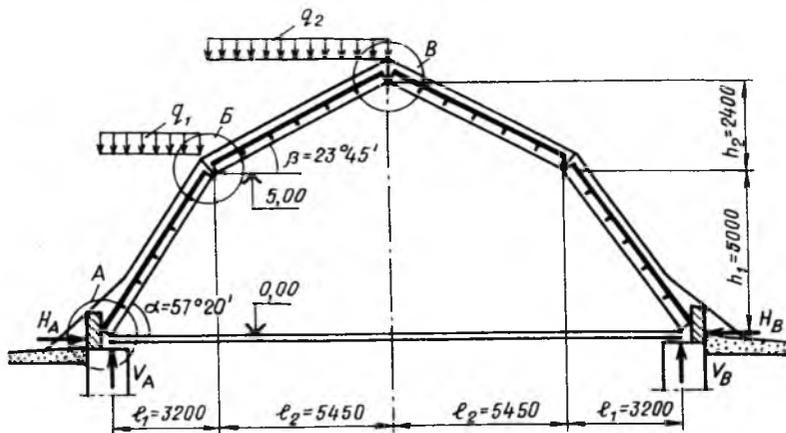


Рис. 1. Схема поперечного сечения бескаркасного здания
1 — арматурный стержень $\varnothing 25...30$ А-III, длиной 70; 2 — то же длиной 200 мм; 3 — уголок 50×50×3; 4 — выпуски арматурных стержней $\varnothing 14$ А-III; 5 — фиксатор $\varnothing 12...14$ А-1.

ных плитах выполнены проемы для оконных блоков. Бетон для опытных образцов плит приняли на золошлаковом заполнителе Ляджинской ТЭС. Формирование плит с последующей термообработкой производили в пропарочной камере.

Ленточный фундамент изготовили монолитным. На его горизонтальной поверхности установили с шагом 3 м стальные закладные детали, предназначенные для устройства узлов шарнирного сопряжения плит с фундаментом. Для испытаний поперечник бескаркасного здания монтировали с помощью специальной вышки. С помощью винтовых домкратов вышку опускали и передвигали на 3 м для сборки следующей секции. Сначала устанавливали приопорные панели с опиранием нижним торцом на шарниры фундамента, а верхним на упоры пространственной фермы. Затем на ферму укладывали пролетные плиты. После устройства стыков монтажную вышку винтовыми домкратами опускали и поперечник здания начинал работать самостоятельно. При этом стыки не замоноличивали.

Предусматривалось передавать нагрузку на поперечник здания, загружая кирпичом платформы, подвешивая к плитам, имитируя различные сочетания нагрузок, включая одностороннюю снеговую нагрузку (рис. 2). Для измерения перемещений до загрузки поперечника здания в узлах сопряжения установили прогибомеры Максимова. Кроме того, испытали кубы с ребром 10 см из бетона, из которого формировали опытные образцы плит, а также арматуру $\varnothing 16$ мм А-III, каркасов продольных ребер плит. Прочность бетона кубов составила 24,3, предел текучести арматуры 382,6, предел прочности 564,1 МПа.

Всего осуществили 49 этапов загрузки, после чего при достижении опытной нагрузки в 1,37 раза больше расчетной, не было обнаружено ни в одном из элементов конструкции трещин, а также признаков, близких к разрушению. Испытание было решено прекратить, поскольку была установлена достаточная несущая способность конструкции. При этом максимальная суммарная нагрузка достигла 241,4 кН. На 31 этапе загрузки коньковый узел опустился на 25,7, а жесткие узлы переместились вверх на 7 и 4,4 мм.

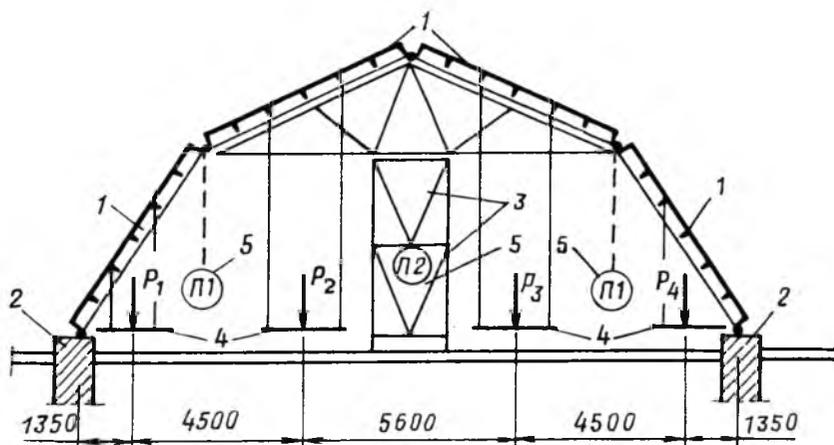


Рис. 2. Схема испытания поперечника здания

1 — плиты; 2 — фундаменты; 3 — монтажная вышка; 4 — загрузочные платформы; 5 — прогибомеры

При действии расчетной равномерно распределенной нагрузки ее суммарное значение составило 175,6 кН, т. е. меньше опытного в 1,37 раза. Результаты расчета поперечника показали, что наибольшие усилия при расчетных и опытных нагрузках возникают в жестких узлах сопряжения плит, причем наибольшие превышения опытных изгибающих моментов и продольных сил над расчетными отмечены на 49-м этапе загрузки — $M^{exp}/M^{th}=1,6$; $N^{exp}/N^{th}=1,63$. На 25-м этапе было достигнуто наибольшее соотношение опытной поперечной силы к расчетной $Q^{exp}/Q^{th}=1,75$.

Несоответствие опытных и расчетных нагрузок, изгибающих моментов, продольных и поперечных сил объясняется различными сочетаниями загружений при испытаниях на разных этапах приопорных и пролетных плит опытного поперечника. Изменение указанных сочетаний нагрузок по сравнению с проектными значениями было предусмотрено при испытаниях с целью проверки узлов конструкции при наиболее невыгодных схемах загрузки.

По показаниям прогибометров установлено, что даже от собственного веса конструкции (после разгрузки монтажной вышки)

коньковый узел опустился на 10 мм, а пролетные узлы приподнялись на 4,6 и 0,2 мм. На 31 этапе, что выше расчетного значения нагрузки, вертикальные перемещения конькового узла составили 25,7, а пролетных 7 и 4 мм. На последнем этапе загрузки провели визуальный осмотр опытного фрагмента поперечника здания. При этом трещин и признаков начала разрушения не обнаружено.

На основании проведенных испытаний установлено, что фрагмент поперечника бескаркасного здания с измененным по сравнению с проектом армированием отвечает требованиям ГОСТ 8829 по прочности, жесткости и трещиностойкости. Рассмотренную конструкцию бескаркасного здания можно рекомендовать для экспериментального строительства. При возведении здания необходимо сохранить принятое армирование, сечение железобетонных элементов и их узлов сопряжения. Поперечник бескаркасного здания должен шарнирно опираться на фундаменты, воспринимающие горизонтальные и вертикальные нагрузки. Первое опытное здание построено на Кириновском заводе ЖБК Винницкого облгостроя для хранения техники.

Таблица 2

Варианты	Конструкция	Число	Бетон, м ³	Сталь, кг
Аналог	Бетонная подушка	2	0,75/1,50	—/—
	Железобетонный башмак	2	1,02/2,04	—/68,1
	Железобетонная балка	2	0,41/0,82	—/34,8
	Стеновые панели	6	1,68/9,82	—/164,0
	Железобетонные рамы	2	2,50/5,00	—/943,6
	Плиты покрытия	6	0,90/5,40	67/402,0
Предложение	Свая	4	0,60/2,40	26/104
	Цокольная балка	4	0,40/1,40	25/100
	Плиты покрытия	8	0,90/7,20	80/640

Примечание. Перед чертой — на марку, после черты — на ячейку.

Применение бескаркасной схемы позволяет создать унифицированные здания разнообразного производственного назначения из конструкций практически одного типоразмера серийных плит покрытия. Кроме этого, бескаркасную конструктивную схему можно применять при устройстве спортивных и зрелищных сооружений, рынков, хранения сельхозпродукции и других объектов агропромышленного комплекса.

Экономическая эффективность внедрения новой конструктивной схемы кроме сокращения номенклатуры изделий выражается в значительном снижении материалоемкости (табл. 2). При замене типового поперечника в виде стоечно-балочной схемы на бескаркасный для овощехранилищ, дости-

гается экономия 30...35 % стали и 40 % бетона. Кроме того, сокращаются сроки строительства, а также уменьшаются трудозатраты при возведении здания.

Результаты испытаний и накопленный опыт монтажа позволили совершенствовать рассматриваемую конструкцию поперечника здания с целью улучшения ее технико-экономических показателей. Была изменена расчетная геометрия поперечника здания с целью уменьшения усилия в наиболее напряженном участке — жестких узлах сопряжения плит с одновременным увеличением пролета здания. При этом пролет стал 18,2 вместо 17,3 м, $l_1=3,46$ вместо 3,2 м, $l_2=5,64$ вместо 5,45. Соответственно $h=6,87$ вместо 7,38 м, $h_1=4,87$ вместо 4,98 м и $h_2=2$ м

вместо 2,4 м (см. рис. 1). При разработке усовершенствованного варианта угол наклона пролетных плит назначен $19^\circ 32'$. Таким образом, практически выдержано условие $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$, при котором не требуется увеличивать на полупролете здания снеговую нагрузку на 25 %. Изменение пролета с 17,6 до 18,2 м позволило довести его до унифицированного размера, увеличив одновременно угол сопряжения приопорной и пролетных плит, что позволило заметно снизить нагрузки, действующие в их узлах сопряжения. Предварительные расчеты показали, что усовершенствованный вариант позволит заменить в продольных ребрах плит арматуру $\varnothing 16$ А-III на $\varnothing 14$ А-III, уменьшив класс бетона с В25 до В20.

Бетоны

удк 691.327:691.33

Л. И. ДВОРКИН, канд. техн. наук (Украинский ин-т инженеров водного хоз-ва)

Высокопрочные бетоны с активированным зольным наполнителем

Известно, что одним из эффективных направлений получения высокопрочных бетонов является введение в бетонную смесь кремнеземистых наполнителей совместно с добавками суперпластификаторов. В условиях пониженного водосодержания и стесненных условий гидратации высокодисперсные кремнеземистые наполнители активно влияют на всех стадиях структурообразования бетона и благодаря этому, а также в результате увеличения количества цементирующих новообразований и уменьшения объема капиллярных пор существенно повышают прочность бетона.

Наполнители вводят непосредственно в бетонную смесь или при получении цемента. В первом случае наиболее эффективны напол-

нители с высокой удельной поверхностью, например, отходы производства ферросплавов [1]. Ограниченный ресурс высокодисперсных кремнеземистых компонентов, однако, не позволяет внедрить данный способ в производство. Второй способ, реализуемый при получении вяжущих низкой водопотребности ВНВ, также связан с необходимостью введения при измельчении значительного количества сухого суперпластификатора и возможными при этом осложнениями (повышенное пыление, выделение токсичных веществ при разогреве цемента в мельнице и др.). Тонкомолотые многокомпонентные цементы быстро теряют активность, имеют пониженную способность к самозалечиванию трещин.

Практический интерес для получения высокопрочных бетонов представляет введение в бетонную смесь зольного наполнителя с предварительной активацией. Одним из способов такой активации является доизмельчение золы-уноса с введением при помоле суперпластификатора. Зола-унос Бурштынской ТЭС с исходной удельной поверхностью $S_{уд}=1700...2000$ см²/г измельчали в шаровой мельнице до $S_{уд}=3500...3800$ см²/г и вводили в процессе помола суперпластификатора С-3 в количестве 0,2 % массы золы в пересчете на сухое вещество. При таком количестве ПАВ не происходит агрегации порошка. Активированная зола-унос имеет значительно более низкую водопотребность. Нормальная густота золы с $S_{уд}=1700...2000$ см²/г равна 18...20, с 3000...3800 без добавки С-3 — 26...28, с добавкой С-3 — 20...22 %.

Седиментационный анализ показал, что при измельчении золы с добавкой суперпластификатора увеличивается количество фракции менее 20 мкм до 35...40 %, что в 2...2,5 раза выше, чем в золе измельченной без ПАВ.

Для изучения эффективности ак-

тивированной золы-уноса в бетонах высоких классов получены полиномиальные модели прочности пропаренного бетона через 4 ч после ТВО и в возрасте 28 сут. Образцы пропаривали при 90 °С. Условия планирования эксперимента приведены в табл. 1.

Таблица 1

Факторы	Уровень варьирования			Интервал варьирования
	-1	0	+1	
C ₁ (X ₁)	0,55	0,65	0,75	0,100
C ₂ (X ₂)	0,50	0,55	0,60	0,050
C ₃ (X ₃)	0,60	0,68	0,75	0,075
C ₄ (X ₄)	0,01	0,03	0,05	0,020

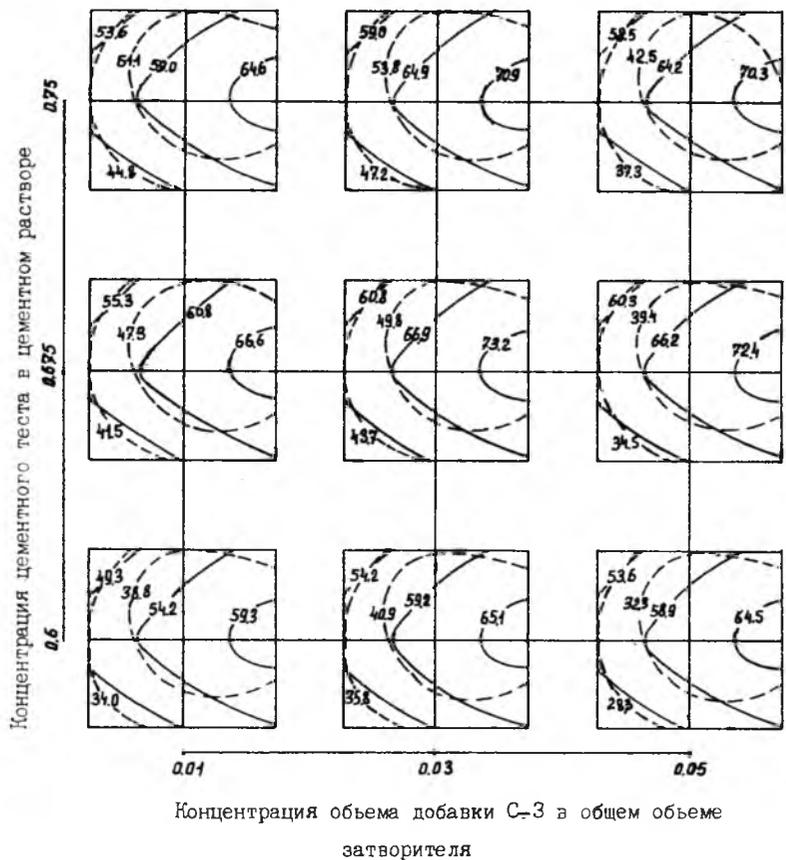
Опыты выполняли в соответствии с типовым планом В-4. Для анализа моделей по схеме «свойство — структура — состав» использовали концентрационные факторы:

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{V_n}{V_u} + V_n; \\ C_2 &= V_n + \frac{V_n}{V_u} + V_n + V_v; \\ C_3 &= V_u + V_v + \frac{V_v}{V_d} + V_n + V_v + V_n; \\ C_4 &= \frac{V_d}{V_v} + V_d; \end{aligned} \right\} (1)$$

где C₁, C₂, C₃, C₄ — объемные расходы цемента, активированного зольного наполнителя, воды, песка на 1 м³ бетонной смеси; V_u = K C₁ C₂ C₃; V_v = K(1 - C₂) C₃; V_n = C₄ V_v; V_n = K(1 - C₁) C₂ C₃; V_n = K(1 - C₃); K — коэффициент перехода условной единицы объема бетонной смеси.

Матрица планирования эксперимента, подвижность бетонной смеси и экспериментальные результаты прочности бетона приведены в табл. 2. Объемный расход щебня принят условно постоянным. В опытах применяли портландцемент Здолбуновского цементно-шиферного комбината марки 400, кварцевый песок с M_к = 1,9 и содержанием отсуживаемых примесей 2,2 %, щебень гранитный фракции 5...20 мм. Суперпластификатор С-3 вводили с водой затворения в количестве 0,5...2,45 % массы цемента. В ходе экспериментов установлено, что на прочность пропаренного бетона положительно влияет увеличение длительности выдерживания при повышенных расходах суперпластификатора. Полученные модели адекватны при 95 % доверительной вероятности (см. рисунок).

Анализ полученных моделей показал, что применение активированной золы-уноса в количестве 100...180 кг/м³ с Ц = 300...400 кг/м³ с О.К. = 12...18 см позволяет полу-



Зависимость концентрации цементного теста в цементном растворе от концентрации объема добавки С-3 в общем объеме затворителя

чить бетоны классов В45...В60. Исследуемые факторы можно расположить по влиянию на прочность в порядке убывания: C₂, C₄, C₃, C₁. Наибольшая прочность бетона достигается при максимальной концентрации тонкодисперсной фазы (цемента и наполнителя) в наполненном цементном тесте по фактору C₂, R_{0,6}^н = 76,3 МПа. Без применения активированной золы-

уноса, а только лишь благодаря введению суперпластификатора получить заданную прочность бетона при достаточно высоких значениях подвижности бетонных смесей невозможно. Введение активированной золы-уноса при неизменном расходе суперпластификатора и постоянной подвижности позволяет увеличить прочность бетона на 1...2 ступени. При этом оптимальный

Таблица 2

Факторы								О. К., см	Прочность бетона, МПа
X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄		
+1	+1	+1	+1	0,75	0,60	0,75	0,05	0	41,7/66,7
+1	+1	+1	+1	0,75	0,60	0,75	0,01	0	50,1/61,3
+1	+1	-1	+1	0,75	0,60	0,60	0,05	0	31,6/61,2
+1	+1	-1	-1	0,75	0,60	0,60	0,01	0	38,0/56,2
+1	-1	+1	+1	0,75	0,50	0,75	0,05	18	31,2/55,7
+1	-1	+1	-1	0,75	0,50	0,75	0,01	14	39,9/51,2
+1	-1	-1	+1	0,75	0,50	0,60	0,05	18	25,2/51,1
+1	-1	-1	-1	0,75	0,50	0,60	0,01	12	30,3/46,9
-1	+1	+1	+1	0,55	0,60	0,75	0,05	0	37,9/63,7
-1	+1	+1	-1	0,55	0,60	0,75	0,01	0	45,6/58,6
-1	+1	-1	+1	0,55	0,60	0,60	0,05	0	28,8/58,5
-1	+1	-1	-1	0,55	0,60	0,60	0,01	0	34,6/53,8
-1	-1	+1	+1	0,55	0,50	0,75	0,05	22	30,2/53,2
-1	-1	+1	-1	0,55	0,50	0,75	0,01	15	36,3/48,9
-1	-1	-1	+1	0,55	0,50	0,60	0,05	21	22,9/48,8
-1	-1	-1	-1	0,55	0,50	0,60	0,01	14	27,9/44,9
+1	0	0	0	0,75	0,55	0,68	0,03	18	49,8/63,7
-1	0	0	0	0,55	0,55	0,68	0,03	21	45,4/60,9
0	+1	0	0	0,65	0,60	0,68	0,03	0	54,9/76,3
0	-1	0	0	0,65	0,50	0,68	0,03	19	43,7/63,7
0	0	+1	0	0,65	0,55	0,75	0,03	20	60,5/67,9
0	0	-1	0	0,65	0,55	0,60	0,03	19	45,9/62,3
0	0	0	+1	0,65	0,55	0,60	0,05	20	44,2/69,3
0	0	0	-1	0,65	0,55	0,60	0,01	13	53,2/63,7
0	0	0	0	0,65	0,55	0,68	0,03	19	56,0/70,0

Примечание. Перед чертой — после ТВО 4 ч, после черты — через 28 сут.

расход активированной золы-уноса составляет около 150 кг/м^3 .

Одним из критериев эффективности введения золы-уноса в бетон является ее цементирующая эффективность K_3 [2], характеризующая количество цемента, заменяемое в равнопрочных, равноподвижных бетонах при введении 1 кг золы-уноса. Для расчетов K_3 необходимо определить $(Ц/В)_{пр}$ золосодержащего бетона, обеспечивающего прочность при сжатии такую же, как и бетона без золы

$$(Ц/В)_{пр} = \frac{Ц + K_3 Z}{В} \quad (3)$$

Приведенное Ц/В для бетонов с активированным зольным наполнителем рассчитывали по известной формуле

$$(Ц/В)_{пр} = \frac{R_b \pm 0,5 AR_{ц}}{AR_{ц}} \quad (4)$$

причем K_3 для активированного зольного наполнителя на основе золы Бурштынской ТЭС приведены в табл. 3.

Т а б л и ц а 3

Класс бетона	Средняя прочность бетона, МПа	K_3	$\Delta Ц$, кг
B40	52,4	1,03	160
B45	58,9	1,10	180
B50	65,5	1,86	240
B55	72,0	1,52	217
B60	78,6	1,45	115

Как видно из табл. 3 $K_3 = 1,03...1,86$. При расходе золы $100...180 \text{ кг/м}^3$ экономию цемента определяли по выражению

$$\Delta \cdot Ц = K_3 Z \quad (5)$$

Применение неактивированной золы-уноса с близкими значениями поверхности и равными расходами ПАВ позволяет получить $K_3 = 0,2...0,5$ для бетонов классов В 12,5...В 30 [2]. При этом характерно, что с повышением класса бетона K_3 для неактивированного

зольного наполнителя уменьшается.

Таким образом, активирование золы-уноса благодаря ее дополнительному измельчению с добавкой суперпластификатора с последующим введением в бетонную смесь является эффективным технологическим приемом получения высокопрочных бетонов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Эффективность применения ультрадисперсных отходов ферросплавного производства / В. Г. Батраков, С. С. Каприелов, А. В. Шейнфельд и др. // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 24, 25.
2. Дворкин Л. И., Шамбан И. Б. Проектирование состава тяжелого бетона с использованием золы Бурштынской ТЭС // Бетон и железобетон. — 1990. — № 5. — С. 40, 41.

УДК 666.973.2

В. И. СОЛОМАТОВ, д-р техн. наук, проф., Н. Д. ГРДЗЕЛИШВИЛИ, канд. техн. наук (МИИТ)

Легкий бетон на вулканических шлаках Грузии со сниженным расходом цемента

Снижение расхода цемента благодаря введению в бетонную смесь дисперсных минеральных наполнителей является одним из основных направлений в современном бетоне. Это может не только обеспечить значительную экономию цемента, но и создать предпосылки для улучшения деформативных и теплофизических свойств легкого бетона. Значительный резерв в повышении экономической эффективности легких бетонов заключен в технологии приготовления. Производство легкобетонной смеси в бетоносмесителях принудительного действия часто требует повышенного расхода цемента, значительная часть которого идет для придания различных технологических характеристик легкобетонной смеси (удобоукладываемости, не-

расслаиваемости, связности и др.).

В результате комплексного применения минеральных наполнителей, эффективного суперпластификатора и интенсивной разделной технологии бетонной смеси получен легкий бетон на вулканическом шлаке Окамского месторождения Грузии со сниженным расходом цемента и улучшенными строительно-техническими характеристиками.

Вулканический шлак Окамского месторождения представляет собой гранулированную лаву пористой структуры красновато-коричневого цвета. Основная масса гранул представлена вулканическим стеклом, вследствие выделения окислов железа и раскristаллизации окрашенным в красно-бурый и коричневый цвета. По своему химическому

составу (SiO_2 — 55,2; Al_2O_3 — 19,1; Fe_2O_3 — 8,2; CaO — 6,7; MgO — 4; Na_2O — 3,1 %) вулканические шлаки относятся к пористой разновидности андезитобазальтов.

В экспериментальных исследованиях в качестве мелкого заполнителя применяли песок из вулканического шлака фракции 0...5 мм, полученный при дроблении и расщеплении обломков вулканического шлака с $M_k = 2,21$, насыпная плотность — 1000, плотность — 2620 кг/м^3 . Крупным заполнителем служил щебень из вулканического шлака фракций 5...10 и 10...20 мм, насыпной плотностью 680 и 580 кг/м^3 , водопоглощение 23...24 % по массе, пористость зерен 47...50 %, межзерновая пустотность 49...52 %, прочность при сдавливании в цилиндре — 1,4 и 1,2 МПа.

Для экспериментов использовали портландцемент Руставского цементного завода активностью 44,5 МПа, удельной поверхностью 340 $\text{м}^2/\text{кг}$ и нормальной густотой 26,5 %. С позиций полиструктурной теории композиционных строительных материалов приготовление бетонной смеси предпочтительно вести по разделной технологии. При этом сначала в обычных или в высокоскоростных смесителях

Таблица 1

Класс легкого бетона	Расход материалов на 1 м ³ легкого бетона, кг			
	Ц	П	Щ	В
B5	200	600	238/325	320
B7,5	235	600	238/313	310

Примечание. Перед чертой — фракции 5...10, после черты — 10...20 мм.

активаторах готовят связующее (или растворную часть бетона), с последующим совмещением с заполнителями в основном бетоно-смесителе [1, 2].

Влияние технологии приготовления на прочность легкого бетона исследовали на бетонах классов B5 и B7,5, составы которых были получены благодаря аналитическому обзору литературных данных [3, 4] и предварительному экспериментальному подбору состава легкого бетона на вулканическом шлаке Окамского месторождения. Жесткость легкобетонной смеси всех составов равнялась 5...10 с, т. е. бетонные смеси относились к марке Ж1 по удобоукладываемости. Составы легких бетонов приведены в табл. 1.

Легкобетонные смеси готовились по трем технологиям. При обычной все компоненты бетонной смеси загружали одновременно в лабораторный бетоносмеситель принудительного действия и перемешивали в течение 4 мин. При раздельной технологии в лабораторном бетоно-смесителе принудительного действия готовили связующее (вода + цемент) в течение 1,5 мин, а затем в работающий смеситель загружали смесь заполнителей и перемешивали 2,5 мин. При интенсивной раздельной технологии в лабораторном турбулентном смесителе готовили растворную часть легкого бетона в течение 1 мин, которую затем совмещали с крупным заполнителем перемешиванием в бетоносмесителе принудительного действия 1,5 мин.

Зависимость прочности и средней плотности легкого бетона от технологии его приготовления изучали на образцах-кубах с ребром 10 см. Испытания на прочность при сжатии проводили через 7 и 28 сут нормального твердения, а также через 4 ч и 28 сут после пропаривания по режиму 2+3+6+2 ч при $t_{из} = 85^\circ\text{C}$. Результаты испытаний приведены в табл. 2.

Как видно из табл. 2, приготовление легкобетонной смеси по раздельной и по интенсивной раздель-

Таблица 2

Технология приготовления	Прочность бетона при сжатии, МПа		Средняя плотность бетона, кг/м ³
Обычная	5,78/8,26 ¹	6,39/8,54 ²	1410
	7,67/10,91	8,31/11,15	1440
Раздельная	7,11/9,91	7,73/10,16	1415
	9,51/13,20	10,39/13,60	1450
То же интенсивная	8,38/10,90	9,65/11,53	1415
	11,35/14,51	12,38/15,39	1445

Примечания: 1. Перед чертой — 7, после черты — 28 сут. 2. Перед чертой — 4 ч после пропаривания, после черты — 28 сут после пропаривания. 3. Над чертой — бетон класса B5, после черты — B7,5.

Таблица 3

Технология приготовления	Расход материалов на 1 м ³ легкого бетона, кг						Снижение расхода цемента, %
	Ц	наполнитель	С-3	В	П	Щ	
Раздельная	150	50	—	320	600	238/325	25,0
	180	55	—	310	600	238/313	23,4
Интенсивная раздельная	155	—	—	330	645	238/325	22,5
	175	—	—	320	660	238/313	25,5

Примечания: 1. Над чертой — B5, под чертой — B7,5. 2. Перед чертой — фракции 5...10, после черты — 10...20 мм.

ной технологии дает ощутимый прирост прочности, практически не влияя на среднюю плотность легкого бетона. Благоприятное влияние этих технологий характерно в ранние сроки твердения, что свидетельствует об ускорении набора прочности легкого бетона, обусловленного созданием оптимальных начальных условий твердения цемента. Кроме этого при перемешивании растворной части легкого бетона в турбулентном смесителе в результате увеличения скорости перемешивания (до 700 об/мин), столкновения частиц цемента и песка к ротору и стенкам смесителя повышается степень смачивания, равномерность распределения воды, что приводит к физико-механическому диспергированию и активации цементного связующего, обусловленного также и сдиранием экранирующих гидросульфаталюминатных пленок с цементных частиц и обнажением активных центров гидратации. Это ведет к ускорению гидратации связующего и росту прочности приготовленного бетона.

В процессе перемешивания в турбулентном смесителе наряду с механоактивацией цементного связующего отмечается значительное изменение granulометрии пористого песка из вулканического шлака. Резко увеличивается доля пылевидной фракции (при 60 с с 10,6 до 23,8 % по объему). Мельчайшие частицы вулканического шлака, обладающие значительной структурообразующей и гидравлической

активностью, играют роль активных минеральных наполнителей и образуют оптимальную микроструктуру легкого бетона.

Значительное повышение прочности легких бетонов при применении рациональных технологий их приготовления создает все предпосылки снижения расхода цемента. Для достижений этой цели готовили легкобетонные смеси со сниженными расходами цемента. При использовании раздельной технологии цемент заменяли наполнителем из вулканического шлака с удельной поверхностью 340 м²/кг, полученного благодаря помолу песка из вулканического шлака в шаровой мельнице. Проверяли и эффективность комплексного использования суперпластификатора С-3 и наполнителей в сочетании с раздельной технологией приготовления бетона. Расход воды подбирали по условию одинаковой удобоукладываемости. Составы эффективных легких бетонов приведены в табл. 3.

Использование рациональных технологий приготовления бетонной смеси, наполнителя из вулканического шлака и суперпластификатора С-3 позволяет уменьшить расход цемента в легких бетонах классов B5 и B7,5 на 20...40 % без снижения основных строительно-технических характеристик. Это позволяет рекомендовать наполненный легкий бетон на вулканических шлаках для широкого применения в жилищном строительстве Грузии.

1. Соломатов В. И. Развитие полиструктурной теории композиционных строительных материалов / Изв. вузов. Сер.: Стр-во и архитектура.— 1985. № 8.— С. 58—64.
2. Соломатов В. И., Тахиров М. К., Тахер Шах. Интенсивная технология бетонов.— М.: Стройиздат, 1989.— 262 с.
3. Природные пористые заполнители ГССР и легкие бетоны на их основе: Каталог-справочник.— Тбилиси: Мещниереба, 1976.— 99 с.
4. Гноргадзе Н. Н., Замбахидзе Н. П., Харатишвили Г. И. Определение состава легкого бетона, изготовленного на вулканических шлаках, по структурным характеристикам.— Тбилиси: ГрузНИИСтроМ, 1985.— С. 24—33.

Арматура

УДК 693.554.6:621.791

Н. Е. НОСЕНКО, лауреат Государственной премии СССР, д-р техн. наук

Технология сварки закладных деталей железобетона

При производстве арматурных работ применяют два способа сварки: контактную при сварке сеток, каркасов и стыкования стержней и дуговую — для сварки выпусков арматуры при монтаже железобетонных конструкций, закладных деталей и др.

Дуговая сварка осуществляется качественными электродами с обмазкой, а также сварочной проволокой и под слоем флюса. Она трудоемка, требует продолжительного времени и при горении дуги вызывает вредное газообразование.

Немецкая фирма «ТРВ Нельсон Больценшвайс — Техник Г. м. б. Х» является изобретателем нового эффективного способа дугоконтактной сварки, получившей широкое распространение в различных областях промышленности для приварки болтов, шпилек, различных стержней, закладных деталей железобетона, кронштейнов для крепления кабелей и др.

Этот способ сварки экономичен, выполняется в течение нескольких долей секунды, не требует флюса, сверления отверстий, нарезания резьбы, которые ослабляют конструкции и исключают применение дефицитных электродов. Быстрая сварка и очень низкое тепловое воздействие способствуют тому, что свариваемые детали не теряют прочностных характеристик, поэтому можно применять тонкий листовый материал. Сварочные работы возможны в мастерской, на конвейере, на стройке и т. д. Эта

технология получила широкое применение в мире.

Сварка осуществляется с помощью ручного пистолета, в который закладывается привариваемая деталь, и источника питания — трансформатора-выпрямителя, работающего от сети переменного тока.

Процесс сварки происходит в следующей последовательности. После установки пистолета с привариваемой деталью в соответствующем месте, смонтированной на рукоятке пистолета кнопкой, замыкают цепь вспомогательного тока небольшой силы. Затем благодаря соленоидной катушке происходит отрыв привариваемой детали на 1,1...2,3 мм. Во время подъема детали возникает вспомогательная дуга, создающая ионизацию дугового промежутка. После подъема на указанную высоту включается главный сварочный ток, который накладывается на вспомогательный. Продолжительность прохождения сварочного тока устанавливается таймером и составляет несколько миллисекунд, достаточных для расплавления конца привариваемого изделия и места приварки. Главный сварочный ток большой силы проходит и в период возврата привариваемой детали и автоматически выключается при соприкосновении свариваемых деталей в условиях короткого замыкания цепи. После того как деталь прижмется к изделию с усилием, регулируемым пружиной, цикл сварки заканчивается.

Для улучшения условий ионизации дугового промежутка концы деталей должны иметь коническую форму под углом 130°; кроме того, на ее конец надевается керамическое кольцо, которое предотвращает разбрызгивание металла, способствует формированию чистого кольцевого шва и концентрирует тепло в небольшом объеме. В случаях, например, приварки закладных деталей железобетона, когда к внешнему виду стыка не предъявляются высокие требования, сварку можно производить без керамических колец.

Фирма «ТРВ Нельсон Больценшвайс — Техник Г. м. б. Х» разработала и выпускает несколько типов сварочных пистолетов и источников тока различной мощности для приварки деталей диаметром до 25 мм (рис. 1). Технические данные некоторых из них приведены в таблице.



Рис. 1. Передвижной сварочный аппарат АТЛАС 2700 Плюс

Показатель	Типы сварочных аппаратов						
	Альфа 500	Альфа 850	Интра 1000	Интра 1400	Атлас 1700 Плюс	Атлас 1900 (вариант аппарата Атлас 1700)	Атлас 2700 Плюс
Диаметр свариваемой детали, мм/Скорость сварки, шт/мин	8,0/4 7,1/8 6,2/10 5,0/—	12,0/3 10,8/5 9,5/10 8,0/10	12,0/6 10,5/8 9,5/10 8,0/—	16,0/6 14,6/8 13,2/10 10,0/—	19,0/5 19,0/5 14,6/10 12,0/—	22,0/3 — — —	22,0/8 19,0/12 16,0/16 14,6/—
Сила тока сварки, А	200—500	200—850	100—100	100—1400	100—1700	100—1900	100—1900
Резерв тока, А	650	1050	1350	1750	2050	2050	3050
Время сварки (бесступенчатой), с	0,01	0,01—1,0	0,01—1,0	0,01—1,0	0,01—1,0	0,01—1,0	0,1—3,0
Габарит сварочного аппарата, мм	325×275×385	325×370×550	515×730×700	515×730×700	620×890×990	620×890×990	720×980×1090
Масса с кабелем 5 м, кг:							
сварочного аппарата	45	64	158	190	252	252	252
пистолета	2,4	2,4	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5

Благодаря эргономически рассчитанной форме пистолета и высокой степени автоматизации сварки, для работы с пистолетом не требуются квалифицированные сварщики. Так как процесс сварки происходит в доли секунды, намного повышается производительность труда. Следует также отметить, высокую экономичность и низкую энергоемкость процесса в связи с тем, что расплавляется незначительная часть свариваемых деталей.

Сварочные аппараты типов Альфа 500, Альфа 850, Интра 1000 и Интра 1400 переносные, а аппараты Атлас 1700 Плюс и Атлас 2700 Плюс передвижные на колесах. Все аппараты укомплектовываются кабелями длиной 5 м.

Мощность сварочных аппаратов выбрана такой, чтобы без риска надежно сваривать даже при длинных кабельных соединениях и при очень высокой нагрузке, а также при неблагоприятных условиях, например при неустойчивой сети питания.

Комбинация из бесступенчатой регулировки тока, автоматики постоянного тока, бесступенчатой регулировки времени сварки и резерв мощности позволяют автоматически достичь качественного надежного соединения даже при высокой нагрузке в период непрерывной работы.

Бесступенчатое регулирование тока и времени сварки постоянно контролируется светодиодными индикаторами в приборе энергетического контроля. В функцию этого прибора входит также блокировка повторного включения, предотвращающая ошибочное повторение сварки и автоматическое отключение аппарата при выпадении фазы и короткого замыкания в электрической цепи сварочного пистолета. Светодиодная индикация позволяет быстро обнаружить повреждения.

Стандартное оборудование рассчитано на приварку цилиндрических деталей в виде различных болтов, штифтов, шпилек, шипов и т. д. длиной до 550 мм, однако имеются приспособления, позволяющие сваривать детали большей длины, а также различные крючки, скобы и фасонные детали.

Наряду со сварочным оборудованием фирма выпускает и поставляет потребителям болты, штыри, штифты, крючки и другие приварные изделия из сталей, соответствующих классам А-I...А-III с временным сопротивлением, пределом текучести и относительным удлинением, соответственно 590, 372 МПа и 14 %. Выпускаются также керамические кольца различных типов и диаметров.

При соблюдении режима сварки болты диаметром 22 мм выдерживают нагрузку на сдвиг (срез) около 100 кН.

Область применения дугоконтактной сварки непрерывно расширяется. В настоящее время в строительстве этим способом приваривают, главным образом, стержни закладных деталей сборного железобетона, скобы для подвески кабелей при строительстве метрополитена, электростанций, железных дорог, а также различные соедине-

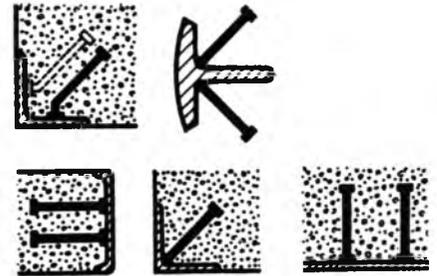


Рис. 2. Примеры анкеровки бетона

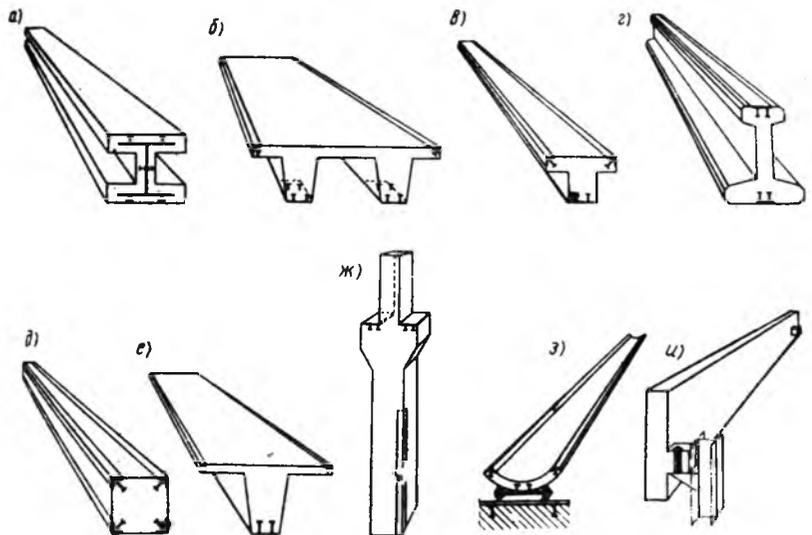


Рис. 3. Примеры применения болтов-шипов

а — стальная двутавровая балка, обетонированная для усиления и огнезащиты; б — железобетонная двухреберная балка со стальными закладными деталями на опорах с окантовкой ребер; в — железобетонная односторонняя балка со стальными закладными деталями на опорах с окантовкой ребер; г — железобетонная балка с металлическим полосовым усилением; д — железобетонная колонна с окантовкой ребер уголками; е — железобетонная тавровая балка с усилением стальной полосой и уголками; ж — железобетонная колонна с закладными деталями на опорах с окантовкой ребер уголком; з — желобчатая железобетонная конструкция с усилением уголками и винтовыми шипами для выверки при установке; и — узел крепления фасадных железобетонных элементов

тельные элементы в конструкциях из стали и бетона, работающих на отрыв и срез.

Применение комбинированных сталебетонных конструкций позволяет, по сравнению с обычными, несоставными, снизить их массу, уменьшить общую высоту конструкций, увеличить пролет и максимально использовать несущую способность высокопрочных сталей (рис. 2). Болты-шпы широко используют для крепления огнеупор-

ных материалов на стальных конструкциях, опалубки монолитного железобетона и др. (рис. 3).

В нашей стране из-за отсутствия специального оборудования для дугоконтактной сварки эту технологию не применяют.

Целесообразно разработать нормативную документацию и внедрить эту технологию сварки в железобетонных и стальных комбинированных конструкциях для жи-

лищного, гражданского, промышленного и энергетического строительства, а также при строительстве метрополитенов и др.

Для скорейшего ее внедрения и использования опыта фирмы «ТРВ (Большеншвайс — Техник Г. м. б. Х.)» необходимо организовать совместное производство по выпуску сварочного оборудования или закупить лицензию и комплект оборудования.

УДК 624.012.45.046

С. А. ФАРЗАЛИЕВ, инж. (Бакинский политехнический ин-т);

В. В. КУРИЛИН, Б. С. ГОЛЬДФАЙН, кандидаты техн. наук,
М. М. ХОЛМЯНСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (ВНИИЖелезобетон)

Особенности работы в железобетоне полосовой арматуры

Совершенствование железобетонных конструкций связано с разработкой и внедрением новых видов арматуры. В Институте черной металлургии создали высокопрочную термомеханически упрочненную арматуру класса Ат-IX. Несколько партий ее изготовлено на Криворожском металлургическом комбинате. Согласно техническим условиям предел текучести полосовой арматуры должен быть не менее 1,42, временное сопротивление — 1,77 кН/мм².

К достоинствам полосовой арматуры относятся лучшие условия проката. В результате она дешевле сопоставимой с ней по прочности арматуры круглого сечения примерно на 25%. Удастся ли использовать это достоинство зависит от того, достаточно ли сцепление полосовой арматуры с бетоном и, главное, от того, сколь велико ее расклинивающее воздействие на бетон.

В источнике [1] приведены результаты изучения этих свойств полосовой арматуры. Более обстоятельные исследования были проведены во ВНИИЖелезобетоне. На

сцепление испытали четыре вида профиля полосовой арматуры. Кроме того, для проверки влияния высоты и шага выступов, а также их наклона к оси полосовой арматуры изготовили модели полосовой арматуры из мягкой стали.

Экспериментальные образцы полосовой арматуры испытали выдергиванием из бетона. Вначале формовали призмы размером 10×10×50 см с центрально расположенными арматурными стержнями. Их подвергали тепловлажностной обработке, а затем забетонировали в массив. При испытаниях массив устанавливали на подкладки и жестко закрепляли. При выдергивании арматуры реактивные усилия по поверхности призм имеют в основном касательное направление, так что арматура не пережимается, как при испытании призм, упертых в торец. В ходе экспериментов измеряли условные взаимные смещения на нагруженном s_0 и ненагруженном s_1 концах. Главным результатом испытаний является зависимость между приложенными к арматуре напряжениями σ_0 и s_0 , получившая название ха-

рактеристики сцепления. Если есть основания считать, что условия сцепления арматуры с бетоном по длине поверхности контакта примерно постоянны, наиболее полно свойства сцепления описываются законом сцепления — зависимостью между условными напряжениями сцепления τ_{bc} и взаимными смещениями s . По характеристике сцепления закон сцепления можно получить графическим дифференцированием [2].

Модельные образцы из стали низкой прочности по описанной методике можно испытывать только до малых взаимных смещений. Поэтому использовали методику испытаний на выдергивание при малой глубине заделки арматуры. Схема испытаний приведена на рис. 1. При ее выборе учитывали, что выдергивающее усилие относительно мало. Поэтому при опирании образца на торец поперечное обжатие зоны контакта невелико и на сцепление влияет мало. Взаимные смещения s_0 и s_1 близки между собой, так, что, измеряя s_1 и σ_0 , можно непосредственно перейти к закону сцепления, принимая $s = s_1$ и $\tau_{bc} = \sigma_0 d_s / 4l$ (d_s — диаметр арматуры; l — глубина заделки).

Как выяснилось, рекомендуемый образец имеет серьезные недостатки — l нельзя принимать меньше (3..5) d_s по условиям представительности образца с точки зрения воспроизведения действительных условий контакта. При такой величине l разница между s_1 и s_0 столь велика, что необходимо измерять s_0 , а это в образце рекомендуемой

формы затруднительно. В образцах не воспроизводятся естественные условия раскалывания бетона, поскольку возникающие в бетоне радиальные трещины оказываются заземленными в массивной части образца. Если нарушение контакта происходит от среза бетона, испытания дают завышение прочности анкеровки и распорности.

Указанные недостатки заставили перейти к другой схеме и измерять не только s_1 , но и s_0 . Главное преимущество принятой схемы в нестесненном развитии радиальных трещин. Четыре вида полосовой арматуры, показанные на рис. 2, испытывали при трех прочностях бетона. Бетонную смесь приготавливали из гранитного щебня фракции 5...10 мм, речного песка с $M_k=2$ и ПЦ марки 500; Ц:П:Щ=1:1,4:2,7; В/Ц=0,52; 0,42 и 0,32. Опытные призмы пропаривали по режиму 2+2+4 ч при $t_{из}=80^\circ\text{C}$. По опытным характеристикам сцепления построили графики. При этом использовали известное соотношение [2]

$$\tau_{bc} = \frac{1}{C} \frac{d}{ds} \left(\frac{\sigma}{E} \right)^2, \quad (1)$$

где $C=2(1+\mu)P_s/(EA_s)$; P — периметр сечения арматуры; A_s — его площадь.

Результаты испытаний для первого профиля (см. рис. 2) при различной прочности бетона приведены на рис. 3. Несмотря на то, что приложенные напряжения были высоки (860...1075 МПа), не было обнаружено каких-либо признаков раскалывания бетона. В результате испытания коротких образцов установлено, что и при очень больших взаимных смещениях (до 1,2 мм) снижения τ_{bc} не произошло. В зависимости от прочности бетона при 150...400 мкм $\tau_{bc} = \text{const}$. Было сделано предположение, что этот переход вызван срезом бетонных выступов и представляет собою область стационарного трения. Соответственно из наиболее употребительных аналитических описаний закона сцепления наиболее подходящим является закон упруго-пластического сцепления

$$\tau_{bc} = A(1 - e^{-\lambda s}), \quad (2)$$

Полученные в опытах значения параметров сцепления A и λ представлены в табл. 1.

При испытании трех других профилей с менее частыми выступами получены совершенно иные результаты. На рис. 4 показаны графики для всех профилей при $R=$

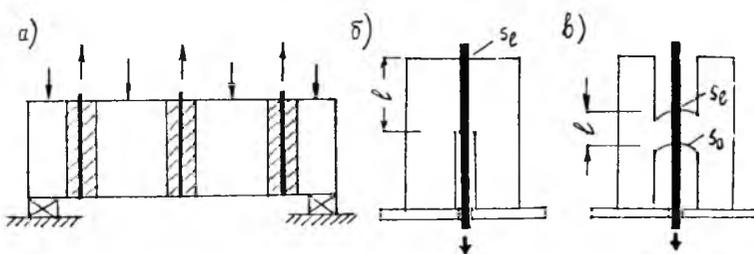


Рис. 1. Схемы испытаний на выдергивание арматуры из призм а — забетонированных в массив; б — при малой глубине заделки по методике РИЛЕМ; в — то же по методике ВНИИЖелезобетона

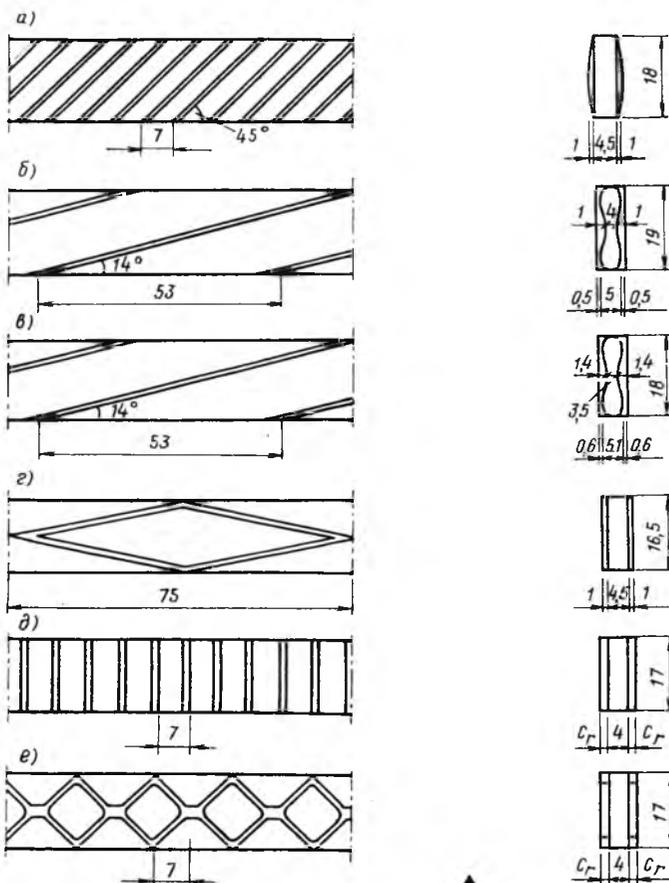


Рис. 2. Профили полосовой арматуры а...с — промышленный прокат; д, е — модели из мягкой стали

$=36$ МПа. Для сопоставления дана зависимость для стержневой арматуры периодического профиля $d_s=10$ мм, имеющей примерно ту же площадь поперечного сечения, что и полосовая арматура. При редких выступах отмечается монотонное возрастание τ_{bc} при увеличении s , что соответствует степенному закону сцепления

$$\tau_{bc} = Gs^\lambda, \quad (3)$$

Таблица 1

R, МПа	R_{bt} , МПа	A, МПа	λ , см ⁻¹	А _л , МПа/см
35,4	2,8	6,5	127	826
46,0	3,1	9,2	120	1104
64,0	4,1	13,0	101	1313

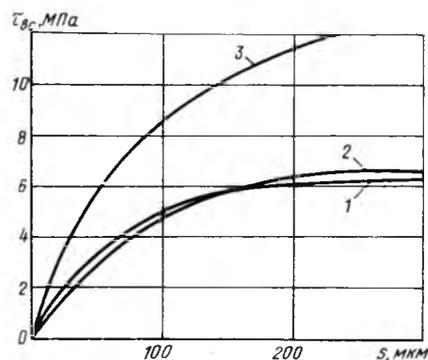


Рис. 3. Зависимость τ_{bc} от s для профиля, показанного на рис. 2, а 1 — $R=35,4$; 2 — $R=46$; 3 — $R=64$ МПа

Профиль по рис. 2	Прочность бетона, МПа	Параметры сцепления для законов		
		нормального	упруго-пластического	степенного
а)	35,4/2,8 ¹	16,5/76 ²	6,5/127 ¹	—/— ³
	46,0/3,1	17,1/60	9,2/120	—/—
	64,0/4,1	33,0/49	13,0/101	—/—
б)	35,8/3,3	11,0/17	4,7/300	—/—
	36,7/3,0	—/—	—/—	19,5/0,475
	58,0/3,7	16,6/35	6,0/120	8,2/0,166
в)	32,7/2,5	15,0/35	—/—	13,1/0,265
	35,8/3,3	14,0/24	—/—	14,5/0,367
	58,0/3,7	19,8/62	—/—	—/—
г)	35,7/3,3	14,5/31	—/—	—/—
	58,0/3,7	27,6/77	—/—	—/—

Примечания. 1. Перед чертой — R , после черты R_{br} . 2. Перед чертой — B , после черты a . 3. Перед чертой — A , после черты λ . 4. Перед чертой — G , после черты v .

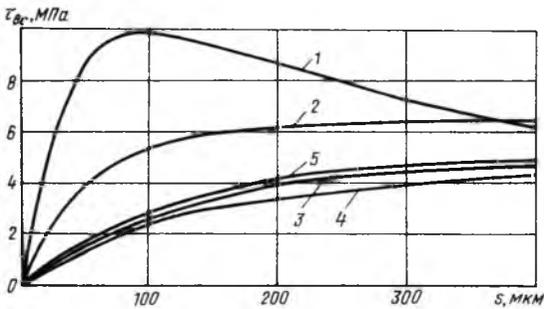
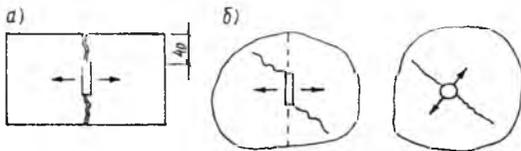


Рис. 4. Зависимость $\tau_{св}$ от s при $R \approx 36$ МПа

1 — для стержневой арматуры, $d_s = 10$ мм; 2 — для полосовой арматуры с профилем, показанным на рис. 2, а; 3 — то же рис. 2 б; 4 — то же рис. 2 в; 5 — то же рис. 2 г

Рис. 5. Раскалывание бетона полосовой арматурой

а — схема образца; б — сопоставление условий развития дефектов контакта (трещин) при полосовой арматуре и арматуре круглого сечения



Как и при частой профилировке, раскалывания бетона не происходит. Рост $\tau_{св}$ и отсутствие трещин раскалывания зафиксировано и в дополнительных опытах при $s = 3...4$ мм. Эти данные заставляют предположить, что при редких выступах механизм нарушения сцепления иной, чем при частых. В последнем случае среза бетона в зоне контакта, по-видимому, не происходит, отмечается разрушение бетона в зоне смятия и его уплотнение, которое обеспечивает рост $\tau_{св}$.

Все виды полосовой арматуры имеют сцепление значительно худшее, чем у близкой по сечению профилированной арматуры круглого сечения. Известно, что $\tau_{св}^{max}$ независимо от вида продольного профиля арматуры довольно точно определяется величиной α_{sb} погонной площади смятия бетона под выступами арматуры. Развивая профиль, можно улучшить сцепление полосовой арматуры. Однако, очевидно, что делать это следует только в том случае, если сцепление недостаточно. Решающее значение имеет вопрос о том, не потеряет ли полосовая арматура при развитии

профиля свое замечательное свойство не вызывать появления трещин раскалывания. Ответить на вопрос можно только выяснив природу этого свойства. Были проведены специальные опыты с короткой заделкой полосовой арматуры на образцах с глубокими разрезами, провоцирующими раскалывание. Опыты показали, что при наличии разреза, направленного как показано на рис. 5, раскалывание образцов происходит, причем отношение распора H к осевому усилию N для полосовой арматуры оказалось того же порядка, что и для арматуры круглого сечения. Это дало основание предположить, что полосовая арматура кардинально отличается от арматуры круглого сечения направленного распора. В результате этого при арматуре круглого сечения любой дефект в зоне контакта может служить причиной образования трещин раскалывания. При полосовой арматуре опасны лишь дефекты определенного направления. Вероятно, что такие дефекты будут на достаточно большой протяженности контакта невелика. Для выяснения рациональных размеров

профиля полосовой арматуры испытывали модельные образцы с профилями, показанными на рис. 2 при $C_r = 0,5$; 1 и 2 мм. В результате установлено, что целесообразно принимать высоту выступов $C_r = 1...1,5$ мм. Для исключения среза бетонных выступов их шаг s должен быть не менее 9...10 мм. Наклонные выступы не имеют преимуществ перед поперечными. Кроме того выяснено, что изменение прочности бетона оказывается на работе полосовой арматуры так же, как на работе арматуры круглого сечения.

По совокупности результатов испытаний образцов полосовой арматуры и модельных образцов сделаны рекомендации по выбору профиля. Желательно иметь два вида профиля: с жестким и податливым сцеплением.

Для того, чтобы исключить срез, жесткий профиль должен иметь шаг 9...10 мм. Наклон выступов для него можно принимать равным 45°, а для податливого — 14°. Для того, чтобы профиль имел примерно такое же сцепление, как арматура $d_s = 10$ мм, желательно перейти от серповидных выступов к выступам прямоугольной формы, что позволит повысить α_{sb} примерно на 30%; увеличить высоту выступов примерно до 1,2 мм, развить профиль на боковые поверхности проката, выступам придать постоянное по длине трапецевидное сечение.

При наличии двух видов профиля полосовой арматуры можно обеспечить широкое применение этого вида арматуры, используя высокую прочность, относительно малую стоимость и, что главное, пониженное раскалывающее воздействие. Была проверена целесообразность применения полосовой арматуры в конструкциях спецжелезобетона: стойких опор, плит аэродромных покрытий, путевых плит блочного основания трамвайных путей и железобетонных шпал. При замене стержневой арматуры на полосовую с жестким профилем экономия стали достигает 20...35%.

При стремлении немедленно внедрить полосовую арматуру следует учитывать, что не разработаны способы захвата, механические свойства еще не доведены до требуемых для класса Ат-IX, требует обработки профиля полосовой арматуры, не освоен выпуск ее в бунтах.

Уже в настоящее время можно

было бы широко внедрять полосовую арматуру с податливым профилем. При использовании полосовой арматуры можно ориентироваться на данные о сцеплении, полученные в описанных опытах. При условиях, близких к рассмотренным, можно пользоваться параметрами в выражениях (2), (3), приведенными в табл. 2. Там же даны параметры B и α нормального закона сцепления

$$\tau_{bc} = B \frac{\ln(1 + \alpha s)}{1 + \alpha s} \quad (4)$$

Он описывает сцепление с некоторым запасом, что на первом этапе внедрения полосовой арматуры вполне оправданно. Кроме того, для этого закона полнее, чем для других, подготовлен расчетный аппарат.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Браун И. А. Разработка зигзагообразного профиля для арматуры и исследование ее работы с бетоном: Автореф. дис... канд. техн. наук. — М., 1986. — 16 с.
2. Холмянский М. М. Контакт арматуры с бетоном. — М.: Стройиздат, 1981. — 184 с.

Заводское производство

УДК 666.97.033

К. А. ОЛЕХНОВИЧ, д-р техн. наук, проф., В. В. СУНДУК, инж.
(Полтавский инженерно-строительный ин-т)

Средства виброформования мелкогабаритных изделий

Мелкогабаритные (или доборные) бетонные и железобетонные изделия составляют заметную по стоимости долю в номенклатуре сборных элементов для сельского, жилищного и культурно-бытового строительства.

В отдельных случаях они оказываются наиболее дефицитными изделиями и сдерживают темпы строительных работ, поскольку не имеют общепринятых технологических регламентов изготовления и не обеспечены серийным формовочным оборудованием.

В результате, мелкогабаритные изделия имеют, как правило, плохой товарный вид и низкое качество.

С этой проблемой прежде всего сталкиваются многочисленные строительные базы районных агро-строев, ремонтно-строительные и реставрационные организации, тресты по благоустройству населенных мест, малые предприятия по производству строительных материалов, которые не располагают машиностроительной базой для создания нужного технологического оборудования.

В развитых странах мелкогабаритные изделия высокого качества обычно выпускают на крупных

предприятиях по прессовой или вибропрессовой технологиям, используя производительное, но сложное и металлоемкое оборудование. Специализированных предприятий такого профиля у нас в стране нет. Однако в ближайшие годы эту проблему надо решить более доступными техническими средствами. К сожалению, наши предложения [1] не были поддержаны и, по-видимому, не вызвали интереса у производственных организаций.

Дополнительные исследования позволяют утверждать, что мелкогабаритные изделия можно качественно и производительно формовать на малогабаритных виброплощадках грузоподъемностью 250...2000 кг. Такие виброплощадки до настоящего времени централизованно не изготавливают, а создаваемые на местах в большинстве случаев не обладают нужными потребительскими качествами.

В то же время серийное изготовление этих виброплощадок не требует дефицитных материалов и не предполагает технических трудностей. Базой для них могут служить навесные вибраторы общего назначения, выпуск которых осуществляется машиностроительны-

ми предприятиями. Достаточно широкий диапазон современных вибраторов по номинальной мощности и вынуждающей силе при частоте 24 и 47 Гц позволяет создать параметрический ряд малогабаритных виброплощадок под всю номенклатуру мелкогабаритных железобетонных изделий.

В табл. 1 даны основные технические параметры вибраторов общего назначения пяти типов, которые наряду с другими можно использовать при создании виброплощадок.

В результате обобщения литературных данных по режимам виброуплотнения бетонных смесей и имеющегося опыта эксплуатации виброплощадок типа ВПГ [2, 3] можно рекомендовать минимально допустимые амплитудные значения виброускорений подвижных рам виброплощадок 14...15, 16...18, 19...21 м²/с в зависимости от удобоукладываемости бетонной смеси по ГОСТ 10181.1 соответственно 5...9, 1...4 см, 5...10 с.

Если предварительно проанализировать рациональные технические параметры малогабаритных виброплощадок, то между их предельной грузоподъемностью M_T (подразумеваемая под этим масса формы вместе с бетонной смесью) и расчетной приведенной массой всех вибрируемых частей M_n , отметим следующее приближенное соотношение:

$$M_n = 1.3 M_T \quad (1)$$

Согласно известной зависимости между массой, силой и ускорением, запишем

$$M_T = \frac{kF}{1.3a\omega^2} \quad (2)$$

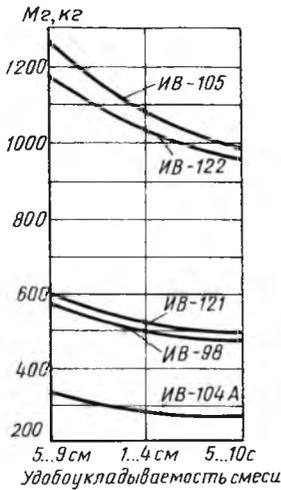


Рис. 1. Зависимость грузоподъемности малогабаритных виброплощадок от типа вибратора и удобоукладываемости бетонной смеси

где k — эмпирический коэффициент, в первом приближении равный 1; F — вынуждающая сила вибровозбудителя; a — амплитудное значение виброперемещений подвижной рамы виброплощадки вместе с формой; ω — угловая скорость колебаний.

Воспользуемся значениями максимальной вынуждающей силы вибраторов из табл. 1 и конкретизируем зависимость (2) в виде рис. 1, который позволит установить возможную грузоподъемность виброплощадок для качественного уплотнения бетонных смесей различной удобоукладываемости. При этом следует иметь в виду, что частота колебаний 47 Гц сокращает продолжительность виброуплотнения и наиболее эффективна для изделий толщиной менее 100 мм, но в некоторых случаях может создавать уровень шума, выше допустимого санитарно-гигиеническими нормами.

При одинаковом амплитудном значении виброускорений частота 24 Гц создает более мягкие режимы вибрации, удобные для уплотнения бетонных смесей в дерево-металлических и пластиковых формах, потребляет меньшую мощность и, кроме того, обеспечивает благоприятные условия труда по уровню шума на рабочих местах формовщиков-бетонщиков [4].

Согласно рис. 1, например, вибратор ИВ-121 с частотой колебаний 47 Гц, используя максимальную вынуждающую силу, обеспечивает грузоподъемность виброплощадки до 500 кг при жесткости бетонной смеси 5...10 с.

Параметры	Типы вибраторов				
	ИВ-104А	ИВ-98	ИВ-121	ИВ-122	ИВ-105
Номинальная мощность, кВт	0,37	0,55	0,75	1,5	1,1
Максимальная вынуждающая сила, кН	6,2	11,3	11,5	23	24,5
Частота колебаний, Гц	24	47	24	47	24
Напряжение тока, В	40 и 380	40	380	380	380
Посадочный размер, мм	130×190		130×240		260×285
Масса, кг	26	23	45	40	86

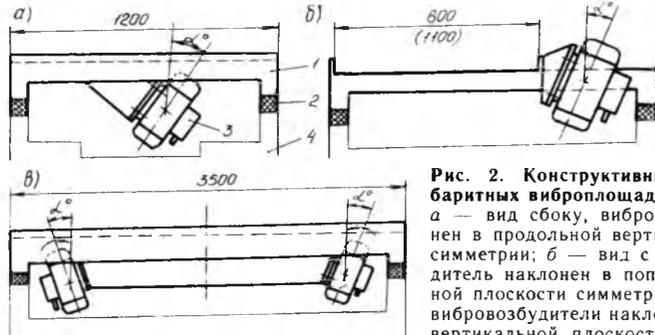


Рис. 2. Конструктивные схемы малогабаритных виброплощадок
а — вид сбоку, вибровозбудитель наклонен в продольной вертикальной плоскости симметрии; б — вид с торца, вибровозбудитель наклонен в поперечной вертикальной плоскости симметрии; в — вид сбоку, вибровозбудители наклонены в продольной вертикальной плоскости симметрии; 1 — подвижная рама; 2 — упругая резиновая опора; 3 — вибровозбудитель; 4 — основание

В отличие от используемых на практике виброплощадок с круговыми колебаниями в вертикальной плоскости, вынуждаемых вибратором с горизонтальным расположением дебалансного вала, виброплощадки с пространственными (трехмерными) колебаниями подвижной рамы имеют повышенную технологическую эффективность, что наиболее просто достигается наклоном оси вращения дебалансного вала на 10...30° от вертикали (рис. 2).

Это создает более равномерное распределение вертикальных составляющих амплитуд виброускорений по рабочей поверхности подвижной рамы виброплощадки, а следовательно, равномерное и интенсивное уплотнение бетонной смеси во всем объеме изделия [4].

На рис. 2 представлены три основные конструктивные схемы малогабаритных виброплощадок, используемых в предлагаемом параметрическом ряде. Схема б предполагает установку двух наклонных вибраторов, используя

ших эффект самосинхронизации, что усложняет конструкцию виброплощадки, но при этом ее грузоподъемность увеличивается вдвое и создается наиболее равномерное распределение вертикальных составляющих амплитуд виброускорений.

Как видно из табл. 1, одинаковые посадочные размеры между крепежными болтами (130×190 или 130×240 мм) имеют вибраторы различной мощности и частоты колебаний, поэтому, устанавливая их на металлоконструкции виброплощадок с одинаковыми габаритами, можно удвоить число типоразмеров виброплощадок по грузоподъемности.

Такой конструктивный подход упрощает их серийное изготовление и последующую эксплуатацию у потребителей.

В табл. 2 представлены технические характеристики предлагаемых восьми основных типоразмеров виброплощадок различной грузоподъемности, которые рекомендуются для изготовления и

Таблица 2

Техническая характеристика	Типоразмеры виброплощадок							
	схема а		схема б			схема в		
	ВПМ-0,25	ВПМ-0,4	ВПМ-0,5	ВПМ-1,0	ВПМ-0,6	ВПМ-1,2	ВП-1	ВП-2
Грузоподъемность*, кг	250	400	500	1000	500	1000	1000	2000
Максимальные габариты формы в плане, мм	1200×600		1800×800			2400×1100		
Число вибраторов	1	1	1	1	1	1	2	2
Тип вибратора	ИВ 104А	ИВ-98	ИВ-121	ИВ-122	ИВ-121	ИВ-122	ИВ-121	ИВ-122
Номинальная мощность, кВт	0,37	0,6	0,75	1,5	0,75	1,5	0,75	1,5
Частота колебаний, Гц	24	47	24	47	24	47	24	47
Масса виброплощадки, кг	175	172	225	220	405	400	805	800

* Грузоподъемность виброплощадок указана применительно к бетонной смеси подвижностью 1...4 см

опытного внедрения. На основании предлагаемых конструктивных схем (см. рис. 2) можно создать при необходимости виброплощадки с другими габаритами подвижных рам и другой грузоподъемностью [5].

Организациям и производственным коллективам, заинтересованным в использовании малогабаритных виброплощадок следует активнее добиваться их централизованного изготовления на местных машиностроительных предприятиях. Это обеспечит их широкое распространение и повысит техниче-

ский уровень и культуру производства мелкогабаритных бетонных и железобетонных изделий.

Полтавский инженерно-строительный институт (КБ «Вибротехника») готов обеспечить необходимой технической документацией (314601, Полтава, Первомайский пр., 24).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Олехнович К. А. Малогабаритные виброплощадки для формирования добротных элементов // Бетон и железобетон.— 1981.— № 12.— С. 27.

2. Олехнович К. А. Средства объемного виброформования крупногабаритных железобетонных деталей // Бетон и железобетон.— 1990.— № 2.— С. 28—30.

3. Олехнович К. А. Рациональное техническое переоснащение формовочных постов предприятий сборного железобетона // Строительные материалы и конструкции.— 1990.— № 4.— С. 23—24.

4. Виноградов Ю. И., Олехнович К. А. Динамический расчет одно-массовых резонансных вибромашин // Вибротехника: Межвуз. сб. научн. тр.— Вильнюс, 1990.— № 65.— С. 22—23.

5. Олехнович К. А., Виноградов Ю. И., Нестеренко Н. П. Потребительские качества современных виброплощадок // Строительные и дорожные машины.— 1990.— № 8.— С. 14—17.

УДК 666.9.046

В. В. БУБЕЛО, д-р техн. наук, проф. (Целиноградский инженерно-строительный ин-т)

Некоторые проблемы тепловлажностной обработки бетона

Анализ явлений, протекающих при ускоренном твердении бетона, показывает, что это сложный, многомерный процесс, где одновременно с конструктивными протекают деструктивные процессы [1, 2]. Причем, по мере прохождения переделов, формируются важнейшие технологические возмущения (факторы), влияющие на уровень и стабильность отпускного качества бетона. Однако многомерность, многофакторность твердения бетона недостаточно учтены при разработке технологий тепловлажностной обработки (ТВО), автоматизированных систем регулирования. Тепловые агрегаты не приспособлены к внедрению многомерных технологий и автоматизированных систем регулирования, не используются регулирующие свойства, которыми обладает передел ТВО, в согласовании работы всех основных переделов на достижение единой целевой функции $\Delta R_6 \rightarrow \rightarrow \min$. Вероятно, этим объясняется нерешенность проблемы управления прочностью, перерасхода энергетических ресурсов и длительности цикла ТВО [3].

В связи с этим в заводском производстве бетона необходимо разработать многомерные технологии ТВО; многомерные автоматизированные системы регулирования, способные корректировать процесс твердения при ТВО с учетом технологических возмущений на предыдущих переделах и согласовывать работу локальных систем на достижение единой функции: к примеру учитывать колебания качества смеси y_1 , степень ее уплотнения y_2 , ритм формования Δt при изменении режимов ТВО для стабилизации отпускного качества; необходимо совершенствовать тепловые агрегаты и оснащать их в зависимости от вида ТВО не одним, как обычно, а несколькими регулируемыми воздействиями в соответствии с числом регулируемых параметров, участвующих в формировании многомерного вектора внешних воздействий на твердеющий бетон.

При разработке многомерных технологий ТВО был сформулирован комплекс технологических требований:

обеспечить неразрывность проте-

кания всех стадий гидратационно-го твердения во всем объеме изделия с требуемой скоростью твердения. Это можно выполнить одновременным соблюдением соотношений равенства масс веществ, участвующих в растворении, химизме и кристаллизации

$$m_p = m_x = m_{кр} \quad (1)$$

и равенства послынных В/Ц

$$(В/Ц)^n = (В/Ц)^{Вн}; \quad (2)$$

свести к минимуму деформации $l_6 \rightarrow l_6^{min}$, возникающие в бетоне в процессе тепло- и массообмена и обеспечить постоянство термонапряженного состояния, характеризующегося постоянством

$\Delta t_6^{min} \approx const$, которое можно обеспечить, если управлять интенсивностью и направлением массообмена в процессе приложения температурных воздействий и одновременно сохранять в процессе ТВО температурно-влажностные условия высокой однородности в объеме бетона, находящегося в тепловом агрегате.

Сформулированные требования и условия их реализации направлены на раздельное управление в процессе ТВО конструктивными (гидратационными) и деструктивными (деформативными) процессами и подтверждают положение о необходимости разработки многомерного управления твердением бетона [4]. Выполненные исследования по управлению твердением бетона в паровоздушной среде позволили доказать, что многомерное управление твердением бетона в этом

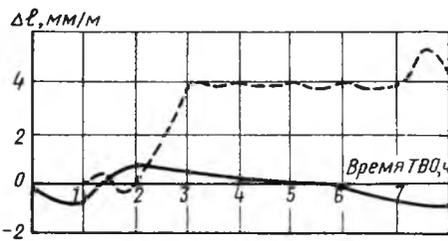


Рис. 1. Зависимость изменений деформаций в бетоне в процессе ТВО

— — раздельное регулирование трех параметров паровоздушной среды с предварительным подогревом; — — — — — одномерное управление твердением через программное изменение температуры среды с предварительным выдерживанием 1 ч

случае можно реализовать косвенно, формируя вектор внешних управляемых воздействий посредством раздельного изменения температуры $t_{\text{ср}}^0$, относительной влажности $\varphi_{\text{ср}}$ и скорости движения паровоздушной среды $V_{\text{ср}}$ в рабочем пространстве теплового агрегата или его части. Управляя скоростью движения и относительной влажностью паровоздушной среды в процессе программного изменения ее температуры, удалось экспериментально доказать справедливость ранее выдвинутой гипотезы: при одновременном использовании циркулируемой и подогретой среды с независимо изменяемой относительной влажностью $\varphi_{\text{ср}}$ одновременно возникают деформации расширения и деформации усадки; причем, благодаря последним удается компенсировать деформации расширения и их результирующее значение уменьшается в 3...5 раз (рис. 1). Эти опыты показали, что характер и интенсивность деформаций в твердеющем бетоне в процессе ТВО достаточно хорошо коррелируются с направлением и интенсивностью массообмена в регулируемой по трем параметрам паровоздушной среде.

Любопытные данные получены при моделировании процесса прогрева бетона в подвижной, циркулируемой со скоростью 0,1...3,0 м/с, среде с разным уровнем относительной влажности ($\varphi_{\text{ср}} = 40...90\%$) при стабилизации ее температуры на стадии изотермы 65...85 °С. Из теории теплообмена известна роль и влияние градиента температуры $\nabla t_{\text{г}}^0$, возникающего в поверхностном слое бетона, на скорость прогрева. Увеличивая скорость движения $V_{\text{ср}} = 0,1...2,0$ м/с и влажность $\varphi_{\text{ср}} = 40...90\%$, за счет повышения градиента

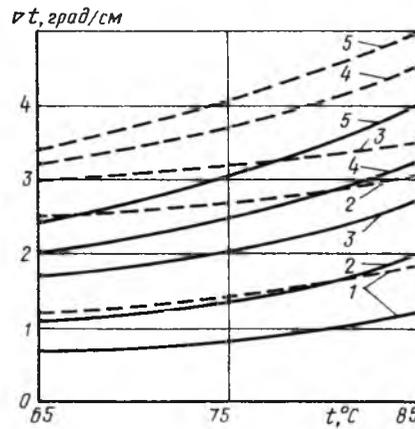


Рис. 2. Зависимость градиента температуры, возникающего в поверхностном слое бетона

Скорость циркуляции V : 1 — 0,1; 2 — 0,5; 3 — 1,0; 4 — 2,0; 5 — 3,0 м/с; — — — — — $\varphi = 40\%$; — — — — — $\varphi = 90\%$

та температуры можно ускорить прогрев бетона и его созревание при более низких температурах, чем при обычных одномерных технологиях ТВО (к примеру в неподвижной среде с нерегулируемой низкой относительной влажностью).

Градиент температуры $\nabla t_{\text{г}}^0$ в поверхностном слое бетона показан на рис. 2.

Таким образом, формируя многомерный вектор внешних воздействий через регулируемые параметры паровоздушной среды, можно вести ТВО бетона при более низких, чем обычно, температурах паровоздушной среды на стадии изотермического выдерживания. Это подтверждено экспериментально и раскрывает энергосберегающие возможности многомерного управления твердением бетона в процессе ТВО.

Обеспечение в процессе ТВО определенной подвижности паровоздушной среды, не только влияет на скорость процесса теплопередачи и массообмен, но и сохраняет высокую однородность температурно-влажностных условий твердения во всем объеме тепловых агрегатов. Эксперименты и моделирование на ЭВМ показали, что в условиях создания подвижной паровоздушной среды градиент температуры в поверхностном слое бетона хорошо коррелирует с изменениями температуры среды. Оперативно управляя и автоматизированными системами регулирования $t_{\text{ср}}^0$, $V_{\text{ср}}$, $\varphi_{\text{ср}}$, можно создавать в процессе твердения стабильное термонапряженное состояние бетона, что создает условия для получения бетона требуемой однородности его физико-механических характеристик.

Таким образом, исследования ТВО бетона в паровоздушной сре-

де показали, что многомерное управление твердением направлено на комплексное решение задач формирования бетона стабильного качества, без снижения интенсивности твердения. Исходя из полученных данных, нами разработаны многомерные энергосберегающие технологии и конструкции тепловых агрегатов для ТВО бетона в камерах непрерывного и периодического действия. Рассматривая твердение бетона в кассетах, санкабин и вентблоков в объемных формах с позиций многомерности гидратационных процессов, удалось разработать многомерные технологии и реконструировать тепловые агрегаты с формированием на бетон вектора внешних воздействий по температуре бетона $t_{\text{г}}^0$ и давлению среды в паровом отсеке $P_{\text{ср}}$. Исследования показали, что качество термообработки в этом случае улучшается, а тепла затрачивается значительно меньше.

Системный анализ производства бетона позволил вскрыть причины невысокой стабильности отпускного качества в конвейерном, точно-агрегатном и стендовом производстве. Определены передаточные функции влияния технологических факторов на отпускное качество и формирующих в основном нерегулярную составляющую прочности $\Delta R_{\text{г}}^{\text{н}}$. С учетом медленного характера протекания процессов твердения и установленной степени влияния технологических возмущений на эти процессы разработана модель формирования нерегулярной составляющей прочности и $\Delta R_{\text{г}}^{\text{н}}$, определяющей нестабильность отпускного качества [4]. В общем случае эта модель имеет вид:

$$\Delta R_{\text{г}}^{\text{н}} = \sum_{i=1}^n K_{\Delta y_i} \frac{dy_i}{dt} \times dt + \Delta R_{\text{г}}^{\text{ркт}}, \quad (3)$$

где $K_{\Delta y_i}$ — коэффициент чувствительности изменений прочности к изменениям i -го возмущающего воздействия

(фактора); $\frac{dy_i}{dt}$ — среднестатистическая скорость изменения i -го фактора; $\Delta R_{\text{ост}}^{\text{ст}}$ — остаточные отклонения прочности от задания после ТВО.

С учетом взаимосвязи переделов колебания выходных качественных характеристик предыдущих переделов y_1, y_2, \dots, y_i являются внешними возмущениями по отношению к переделу ТВО. Зная коэффициенты $K_{\Delta y_i}$ и отклонение Δy_i , можно на основе данной модели, используя регулирующие возможности ТВО, согласовать с помощью автоматизированных систем регулирования ТВО работу основных пределов на достижение единой целевой функции. На основании установленных корреляционных связей между колебаниями прочности ΔR_6 и изменениями температуры паровоздушной среды $\Delta t_{\text{ср}}^0$ разработаны алгоритмы коррекции режимных параметров $t_{\text{ср}}^0$ и $\varphi_{\text{ср}}$ (температуры «сухого» и «мокрого» термометров) с учетом нерегулярной составляющей прочности $\Delta R_6^{\text{н}}$. Для камеры непрерывного действия алгоритмы коррекции уточнены с учетом стадии ТВО [5]. В общем случае алгоритм коррекции температуры «сухого» и «мокрого» термометров приобретает вид

$$t_{\text{ср}}^{0j\tau}(\tau) = t_{\text{ср}}^{0j\Delta} = \left[\sum_{i=1}^n \frac{K_{\Delta y_i}}{K'_{\Delta t}} \times \Delta y_i(\tau) \pm \Delta t_{\text{ср}\Delta t}^{0j} + \frac{t_j^* \Delta R_6^{\text{ост}}}{K'_{\Delta t}} \right] \quad (4)$$

где $K_{\Delta y_i}$ — коэффициент чувствительности изменений прочности к изменениям i -го фактора; $K'_{\Delta t}$ — коэффициент чувствительности изменений прочности в j -й зоне к изменениям температуры; $\Delta y_i(\tau)$ — фактические отклонения учитываемого фактора; $\Delta t_{\text{ср}\Delta t}^{0j}$ — изменения температуры в j -й зоне при нарушении ритма подачи изделий Δt ; t_j^* — относительное время нахождения изделий в j -й зоне.

На основе выполненных исследований разработана многомерная автоматизированная система регулирования ТВО комбинированного типа, алгоритмы функционирования которой позволяют оперативно устранять нерегулярную составляющую отпускной прочности при твердении бетона в камерах разных видов и в кассетном производстве [4, 5].

Внедрение на некоторых предприятиях отрасли автоматизированных комплексов, включающих многомерную технологию ТВО, реконструированные тепловые агрегаты и автоматизированные системы регулирования твердением бетона позволяет быстро переналадить линии на выпуск изделий из разных видов бетона; снизить энергопотребление и стабилизировать удельные затраты тепла на уровне 0,09...0,11 Гкал/м³; увеличить производительность технологических линий на 30...40 %; повысить качество термообработанных бетонов, снизить коэффициент вариации отпускной прочности на 4...5 % и стабилизировать его на уровне 9,2...12,8 %; снизить температуру паровоздушной среды на стадии изотермы на 8...15 °С, а деформации бетона — в 3...5 раз без изменения интенсивности твердения.

Таким образом, разработанные многомерные технологии ТВО бетона, конструкции тепловых агрега-

тов и автоматизированные системы регулирования позволяют согласовать работу локальных автоматизированных систем регулирования основных переделов на достижение единой целевой функции, а также успешно решить вопросы энергосбережения и интенсификации твердения.

В настоящее время ЦИСИ выполняет заказы предприятий Казахстана и СНГ по проектированию и внедрению данных комплексов в производство. Принципы многомерного и сквозного управления качеством, разработанные применительно к технологии бетона, с определенными изменениями можно использовать при совершенствовании технологических комплексов в других многопеределных процессах.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крылов Б. А. Отечественный и зарубежный опыт экономного расхода топливно-энергетических ресурсов при производстве сборного железобетона // Пути дальнейшего снижения тепло-энергетических затрат при изготовлении сборного железобетона. — М.: МДНТП, 1988. — С. 6—8.
2. Малинина Л. А. Тепловлажностная обработка бетона. — М.: Стройиздат, 1977. — 151 с.
3. Бубело В. В. Некоторые направления и принципы совершенствования технологии ТВО и автоматического управления твердением бетона // Мат. Всесоюз. семинара-совещания / Современные способы управления процессами тепло- и массопереноса при твердении бетона в условиях теплового воздействия. — Целиноград, 1990. — С. 3—7.
4. Бубело В. В. Разработка методов и автоматизированной системы стабилизации прочности бетона на основе управления параметрами паровоздушной среды в процессе термообработки. — Автореф. на соиск. уч. степени д-ра техн. наук. — М.: МАДИ, 1989. — 48 с.
5. Разработка и внедрение многомерного управления ТВО бетона / В. В. Бубело, В. М. Тимофеев, Н. В. Паршинцев и др. // Бетон и железобетон. — 1991. — № 8. — С. 12—13.

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

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

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

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

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

Бесприводная транспортная линия подготовки форм

Одним из наиболее распространенных способов изготовления железобетонных изделий массовой номенклатуры является поточно-агрегатный, который предусматривает выполнение технологических операций по подготовке форм на специализированных постах с перемещением с поста на пост, а затем в камеру термообработки краном.

Для повышения уровня механизации и производительности, а также упорядочения технологического процесса начали внедрять полуконвейерный способ, при котором технологические операции по подготовке формы и по формованию изделия осуществляются на конвейере, а для термообработки изделия в формах переносят краном в ямные камеры.

На линии подготовки формы перемещаются приводным механизмом штангового или канатного типа с упорами толкателями; формы могут быть с колесами или без них и перемещаться соответственно по рельсовым путям или по роликам.

Во всех существующих вариантах имеются привод, тяговые устройства, рельсовые пути, колеса и пр.

В результате изучения отечественного и зарубежного опыта предложено техническое решение по перемещению форм на линии подготовки по бесприводному конвейеру за счет создания необходимого уклона роликкоопор от поста распалубки в сторону поста формования.

Расчетом определена возможность скатывания форм размером в плане 3×6 м по уклону около 1°.

Бесприводный вариант транспортной линии разработан НИИСПом для завода ЖБК в Броварах Киевской обл. при изготовлении железобетонных плит размером 3×6 м покрытия производственных плит покрытия размещено в пролете размером 18×144 м. Пролет оборудован двумя мостовыми кранами, двумя постами формования,

оснащенными бетоноукладчиками и виброплощадками, ямными пропарочными камерами, постами распалубки, чистки, смазки форм, оснащения их арматурными каркасами, закладными деталями, местами складирования готовой продукции.

Таким образом, пролет длиной 144 м разделен функционально на три зоны: формования, термообработки, а также распалубки, подготовки форм и складирования изделий.

Производство изделий организовано по поточно-агрегатной технологии с перемещением отформованных изделий и форм с поста на пост мостовыми кранами. По существующей технологии после подготовки формы краном перемещают через весь пролет в зону формования на расстояние 80...100 м, что сдерживает ритм производства.

Кроме того, операции по подготовке форм в полном объеме проводятся в зоне складирования изделий и их погрузки на транспортную тележку, что небезопасно для персонала. При интенсивных неоднократных перемещениях увеличивается износ форм, интенсивная работа мостовых кранов также требует более тщательного ухода за ними, осмотра и ремонта.

Для устранения указанных недостатков, а также упорядочения ритма производства, повышения уровня организации и культуры производства, устранения излишних крановых операций в зоне формования и уменьшения их числа в 2 раза при ежесменной обработке 20...30 форм, предложено по длине цеха из зоны распалубки до зоны формования оборудовать транспортную линию подготовки форм по бесприводной схеме.

Принятое техническое решение наиболее рационально для действующего цеха, так как не требует оснащения обычных металлоформ колесами, строительства традиционного конвейера с толкателями и рельсового пути, что сопряжено с большим объемом работ по разборке бетонного пола и др.

Бесприводная транспортная линия состоит из двух рядов роликкоопор с роликами диаметром 160 мм, один ряд которых является направляющим. Роликкоопоры установлены с уклоном в сторону движения к посту формования, значение которого определено расчетом и для данного производства принято равным 0,0122, или 7°.

Формы на постах удерживаются остановами с пневмоприводами, а для их перемещения с поста на пост упоры убираются, но после прохождения формы они вновь занимают рабочее положение для останова следующей формы.

Таким образом обеспечиваются выполнение технологических операций на постах и безопасность работы персонала. Управление пневмоприводами запроектировано как с поста формования, так и с поста распалубки с соответствующей блокировкой. Предусмотрено также одновременное подталкивание формы для придания ей первоначального движения.

При принятом уклоне форма в конце любого участка между постами скатывается со скоростью 1,24 м/с. С последнего поста подготовки форма скатывается на пост формования и опускается на виброплощадку с помощью специально разработанной роликовой секции облегченной конструкции с пневмоприводом.

Необходимость разработки облегченного подъемно-опускного устройства вызвана технологическими особенностями полуконвейерной технологии, при которой форма опускается на виброплощадку пустой, а снимается краном. Это исключает применение мощного механизма серийного производства СМЖ-458, служащего не только для опускания пустой формы, но и для подъема ее с бетоном.

После съема формы роликовая секция поднимается в исходное положение для приема следующей, поэтому грузоподъемность ее не превышает 7...10 тс в зависимости от типа изделий и массы.

Применение каркасных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях

Одним из перспективных направлений индустриального строительства являются каркасно-панельные здания с натяжением арматуры в построечных условиях [1, 2]. Несущие элементы в данной системе объединяются между собой натяжением на бетон высокопрочной арматуры в двух направлениях в процессе монтажа. Здания данной системы по сравнению с крупнопанельными, монолитными, каркасными (без натяжения) обладают такими преимуществами, как простота технологии возведения, надежная и совместная работа всех конструктивных элементов, почти полное отсутствие закладных деталей, выпусков и сварки, сокращение типоразмеров, разнообразие объемно-планировочных и архитектурных решений, возможность возведения из одних и тех же конструктивных элементов (колонн, плит) зданий различного назначения.

Каркасно-панельные здания, являясь в некоторых случаях конкурентоспособными, до последнего времени требовали применения бетона высоких классов (B20...B25) и при сравнении, например, с крупнопанельными зданиями, не обладали значительными преимуществами по технико-экономическим показателям, сдерживая их широкое применение. Этому также способствовала и новизна системы для широких кругов строителей и проектировщиков.

В последние годы в связи с большей изученностью, а также после установления определенных запасов несущих свойств перекрытий данной системы, были разработаны технические решения с улучшенными экономическими показателями, с возможностью снижения классов бетона и расхода цемента (при уменьшении проч-

ности бетона плит перекрытий). Снижение прочности бетона перекрытий системы (менее B20) позволяет также применять не только тяжелый, но и другие виды бетона — легкий, ячеистый, для изготовления которых можно использовать местные материалы, отходы промышленного производства. Это позволяет расширить области применения данных конструкций в различных регионах, например, в сельском, малоэтажном строительстве, при наличии слаборазвитой базы стройиндустрии.

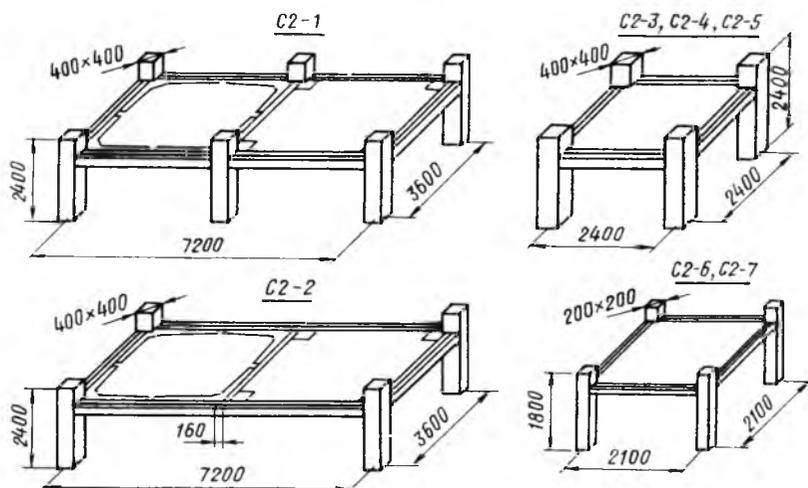
В НИИЖБе проводили исследования на действие усилия обжатия в перекрытии и на вертикальную нагрузку. Анализ ранее проведенных испытаний [1...3] выявил, что слабым участком системы является угловая зона перекрытия, в которой при обжатии действуют максимальные сжимающие напряжения, поэтому сначала испытывали образцы угла плиты (1,2×1,2 м) из тяжелого бетона прочностью $R_{bn}=8$ МПа, и из легкого (керамзитобетона) $R_{bn}=6,5$ МПа, толщиной 16 см.

Угловую зону изучали и при исследовании фрагментов натуральных размеров и моделей (1:2) конструктивных ячеек зданий (см. рисунок), перекрытия которых были выполнены из тяжелого бетона ($R_{bn}=7,8$ МПа, $E_b=18,5 \cdot 10^3$ МПа), керамзитобетона ($R_{bn}=9,0$ МПа, $E_b=12,5 \cdot 10^3$ МПа) и пенобетона ($R_{bn}=8,4$ МПа). Твердение всех бетонов происходило естественным путем (без прогрева, пропаривания или автоклавной обработки).

Для изучения различных видов усиления угловой зоны перекрытия использовали косвенное армирование сетками, вкладыши из тяжелого бетона (20 МПа) и металлические закладные детали.

Было установлено, что при натяжении арматуры только в одном направлении, угловая зона перекрытия работает в наихудших условиях. Предельное состояние работы конструкции возникает с возможностью образования трещины от угла плиты (у колонны) через контактный шов по диагонали. При таком обжатии прочностные свойства бетона угловой зоны перекрытия используются неэффективно — максимальное напряжение при образовании трещины составляет только (0,5...0,7) R_{bn} .

Трещинообразование угловой зоны зависит от модуля упругости плиты, наличия и вида ее усиления. Применение вкладыша из тяжелого бетона прочностью 20 МПа наиболее эффективно и повысило трещиностойкость в 1,2...1,7 раза. Однако, такое усиление угловой



Общий вид фрагментов натуральных размеров и моделей

зоны не обеспечивает ее надежной работы только при одноосном обжатии, так как позволяет повысить усилие трещинообразования на 70 % по сравнению с угловой зоной без усиления.

Металлическая закладная деталь повышает усилие образования трещины в угловой зоне на 25 %, а косвенное армирование практически не влияет на увеличение ее трещиностойкости. Наряду с конструктивными мероприятиями по усилению угловой зоны исследовали и технологический способ путем последовательного (частичного, несколькими этапами), обжатия перекрытия в двух ортогональных направлениях. По сравнению с одноосным обжатием работа угловой зоны перекрытия улучшается за счет ее более равномерного обжатия и создания сжимающих напряжений по всей плите. Наступление предельного состояния связано с образованием сквозных трещин в угловой зоне при напряжениях сжатия в ней, близких к призмочной прочности бетона (0,8...0,9) R_{bn} . При оптимальном технологическом способе последовательного натяжения арматуры полного расчетного усилия обжатия можно достигнуть за три этапа. Применение технологического способа повышает трещиностойкость угловой зоны в 1,4...2 раза, а одновременное использование и конструктивных, и технологических методов улучшает работу угловых зон в 2...3 раза.

Это позволяет применять бетоны низкой прочности для ячейки размерами 3,6×3,6 м и 4,2×4,2 м при толщине перекрытий 16...22 см и вертикальной нагрузке 4...18 кПа.

Испытания фрагментов натуральных размеров на вертикальное загрузку подтвердили, что выбор вида и прочности бетона перекрытия полностью определяется условием обеспечения трещиностойкости его угловой зоны при обжатии. Упругий характер работы перекрытий при вертикальном нагружении сохранялся до нагрузок, превышающих нормативное значение в 1,5...3 раза, а про-

Бетон	Вид усилия	Прочность, МПа	Нагрузка на перекрытие, кПа
Легкий	—	6,5	4,0/6,1
То же	Вкладыш из железобетона	6,5	5,9/8,6
Тяжелый	—	7,8	5,9/9,1
Ячеистый	Вкладыш из железобетона	8,4	6,3/9,1
Легкий	То же	6,5	6,6/9,6
Тяжелый	Закладная деталь	7,9	8,7/12,8
Легкий	Вкладыш из железобетона	10,6	12,0/18,0

Примечание. Перед чертой для ячейки размером 4,2×4,2 м, после черты — размером 3,6×3,6 м.

гибы при этом составляли 1/700...1/1100 пролета. Разрушение перекрытий происходило при нагрузках, в 3...4 раза превышающих расчетные.

Разработана методика расчета и предложены рекомендации рационального выбора вида и прочности бетона плиты. Зная нагрузку q и размеры перекрытия, можно определить напряжение сжатия σ_c , действующее в контактном шве, после чего устанавливается вид, класс бетона и соответствующий способ усиления угловых зон перекрытия (см. таблицу).

В результате обоснованного подхода к назначению вида и прочности бетона перекрытий можно создать высокоэффективные технические решения рассматриваемой системы из бетонов низкой прочности, что позволяет сократить расход цемента на 1 м² перекрытия на 10...30 %, а применение легкого и ячеистого бетонов — уменьшить и собственный вес плит, а, следовательно, и нагрузку на колонны.

При производстве плит из ячеистого бетона на известково-цементном вяжущем (с расходом цемента 160 кг/м³), требуется их автотканная обработка, затруднительная для больших размеров конструкций. В этом случае можно рекомендовать перекрытие, выполняемое из двух или более сборных элементов, объединяемых усилием обжатия в процессе монтажа, что позволит упростить перевозку сборных элементов перекрытия к месту их монтажа.

Использование плит сплошного сечения (без пустот) упрощает армирование и позволяет применять кассетный способ их производства вместо используемой в настоящее время агрегатно-поточной технологии. Это обеспечит снижение

стоимости и трудоемкости изготовления конструкции, возможность выпуска на одном предприятии по единой технологии для зданий рассматриваемой системы как стеновых панелей, так и сборных плит перекрытия.

Таким образом, применение в перекрытии данной системы бетонов низкой прочности (классов В15 и ниже), в том числе легкого и ячеистого, позволяет улучшить технико-экономические показатели конструкции в результате снижения расхода цемента и создает предпосылки для широкого использования рассматриваемых зданий в городском и сельском строительстве с использованием местных строительных материалов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Маркаров Н. А., Филаретов М. Н. Оценка напряжений в соединениях каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях методом прямого измерения датчиками напряжения бетона // Исследования по строительству. Напряжения в бетоне. Испытание конструкций.— Таллинн: Волгус, 1988.— С. 68.
2. Маркаров Н. А., Филаретов М. Н. Конструктивно-технологические особенности каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях // Бетон и железобетон.— 1990.— № 4.— С. 17—19.
3. Солдатов А. Е. Применение бетона низкой прочности в перекрытиях каркасно-панельных зданий с арматурой, напрягаемой в построечных условиях // Расчет, конструирование и технология изготовления бетонных и железобетонных изделий.— М.: НИИЖБ, 1990.— С. 120—123.

Расчет элементов конструкций с учетом неупругих свойств бетона

Многие железобетонные конструкции представляют статически неопределимые системы, находящиеся при изготовлении и во время эксплуатации в условиях вынужденных деформаций (усадка бетона, экзотермия, радиационный разогрев) и преднапряжения. Вследствие неупругих свойств бетона происходит существенное изменение во времени и последующее перераспределение начальных напряжений и усилий, во многом определяющих весь дальнейший процесс деформирования конструкции в целом.

Поскольку деформации ползучести в реальных условиях зависят от большого числа факторов, создание обобщенной теории, учитывающей влияние ползучести материала в конструкциях или сооружениях, представляет собой сложную, а порой неразрешимую задачу даже с применением ЭВМ. Поэтому в настоящее время отсутствие единой теории ползучести материала компенсируется многообразием упрощенных вариантов, отличающихся начальными предположениями и степенью точности от самых простых (теории наследственности и старения) до самых современных и сложных (модифицированные варианты теории упругоползучего тела или наследственной теории старения).

Многообразие различных теорий свидетельствует о необходимости упрощения существующих наиболее современных вариантов и создания прикладных (технических) теорий на основе дополнительных гипотез и предположений с учетом опытных данных [1].

Возникновение теории ползучести было связано с формой записи одной из основных характеристик, учитывающей неупругие свойства бетона во времени, мерой ползучести материала, а именно с полной или частичной обратимостью или необратимостью со-

ставляющих деформаций ползучести. Рассмотрим некоторые современные варианты нелинейной ползучести бетона.

В наиболее общей форме процесс нелинейного деформирования материала был записан в источнике [2]

$$\varepsilon_{(t)} E_{(t)} = \sigma_{(t)} + \int_{\tau_1}^t K[\sigma_{(\tau)}, t, \tau] d\tau, \quad (1)$$

где $K[\sigma_{(\tau)}, t, \tau] = \Sigma f_i[\sigma_{(\tau)}] K_{i(t, \tau)}$;

$f_i[\sigma_{(\tau)}]$ — нелинейная функция напряжений.

В источнике [3] нелинейный процесс ползучести

$$\varepsilon_{(t)} = \frac{\sigma_{(t)}}{E_{(t)}} + \int_{\tau_1}^t \varphi_1[\sigma_{(\tau)}] K_{1(t, \tau)} d\tau + \int_{\tau_1}^t \varphi_2[\sigma_{(\tau)}] K_{2(t, \tau)} d\tau, \quad (2)$$

где деформации ползучести принимают из двух составляющих — затухающей, обратимой с учетом старения, и незатухающей, полностью необратимой после разгрузки.

В источнике [4] процесс нелинейного деформирования записан уже с тремя составляющими деформаций ползучести:

$$\varepsilon_{(t)} E_{(t)} = \sigma_{(t)} + \int_{\tau_1}^t \sigma_{(\tau)} K_{1(t, \tau)} d\tau + \int_{\tau_1}^t f_1[\sigma_{(\tau)}] K_{2(t, \tau)} d\tau + \int_{\tau_1}^t f_2[\sigma_{(\tau)}] K_{3(t, \tau)} d\tau, \quad (3)$$

линейной с затухающей скоростью, нелинейной с затухающей скоростью и нелинейной, в пределе стремящейся к затухающей ползучести, которая не характерна для бетона, и при напряжениях, не превышающих его длительную прочность, практически отсутствует.

В работе [3] были проверены при переменных напряжениях различных уровней уравнения

$$\varepsilon_{(t)} = \frac{\sigma_{(t)}}{E_{(t)}} + \int_{\tau_1}^t \frac{\sigma_{(\tau)}}{E_{(\tau)}} \times \times K_{(t, \tau)} d\tau + \int_{\tau_1}^t \frac{\sigma_{(\tau)}}{E_{(\tau)}} \times \times f[\bar{\sigma}_{(\tau)}] K_{n(t, \tau)} d\tau, \quad (4)$$

где $K_{(t, \tau)}$, $K_{n(t, \tau)}$ — линейное и нелинейное ядра ползучести реологического уравнения; $f[\bar{\sigma}_{(\tau)}] = \left[\frac{\sigma_{(\tau)}}{\sigma_0} \right]^m$ — нелинейная функция напряжений; m — показатель нелинейности деформаций ползучести.

Кривые удельных деформаций простой ползучести

$$C_{(t, \tau)} = C_{(t)} + C_{n(t, \tau)}, \quad (5)$$

причем мера ползучести представлена в виде двух слагаемых — линейной и нелинейной. При этом проверяли уравнение (4) с различной формулой записи ядер по теории упругоползучего тела, старения, упругоползучего тела для линейного ядра и теории старения для нелинейного ядра, упругоползучего тела для линейного ядра и частично для нелинейного, а также теории старения для второй составляющей нелинейного ядра.

Расчеты показали, что все конструкции ядер уравнения (4) дают удовлетворительное, достаточное для практических расчетов совпадение с опытом. В настоящее время не существует единой формы записи основных интегральных уравнений теории нелинейной ползучести и конструкций ядер, особенно нелинейной их части. Если линейное ядро можно записать однозначно в форме теории упругоползучего тела, что подтверждается многочисленными опытными данными, то в записи нелинейного ядра отмечается определенное разброс.

На основании теоретических исследований удалось сформулировать несколько гипотез, не нарушающих корректности решения поставленных задач. Для отработки упрощенного варианта нелинейной теории ползучести использовали результаты опытов, проведенных для тяжелых бетонов различных классов, песчаных бетонов, бетонов на безобжиговом зольном

гравии на бетонных центрально сжатых элементах, железобетонных центрально сжатых элементах с обычной и преднапряженной арматурой, изгибаемых элементах с обычной и преднапряженной арматурой, на обычных и кольцевых бетонных и железобетонных элементах в условиях воздействия технологических температур и др.

Запишем еще один вариант нелинейного интегрального уравнения теории упругоползучего тела [5]

$$\frac{\varepsilon_{(t)}E_{(t)}}{R_{np(t)}} = \eta_{(t)} + \int_{\tau_1}^t \eta_{(t-\tau)} \times K_{(t,\tau)} d\tau + \int_{\tau_1}^t f_1[\eta_{(t-\tau)}] K_{n(t,\tau)} d\tau, \quad (6)$$

где $\eta_{(t)} = \frac{\sigma_{(t)}}{R_{np(t)}}$ — относительный уровень загрузки бетона;

$$K_{(t,\tau)} = -\frac{E_{(t)}R_{np(\tau)} d}{R_{np(t)} d\tau} \times \left[\frac{1}{E_{(\tau)}} + \frac{S_{min(t,\tau)}}{R_{np(\tau)}} \right];$$

$$K_{n(t,\tau)} = -\frac{E_{(t)}R_{np(\tau)}^m d}{R_{np(t)} d\tau} \left[\frac{S_{n(t,\tau)}}{R_{np(\tau)}^m} \right].$$

Полная удельная по отношению к относительному уровню напряжений деформация ползучести

$$S_{[\eta_{(t)}, t, \tau]} = \frac{\varepsilon_{n(t,\tau)}}{\eta_{(t)}} = S_{min(t,\tau)} + S_{n[\eta_{(t)}, t, \tau]}, \quad (7)$$

где S_{min} ; S_n — линейная и нелинейная составляющие.

Экспериментальное изучение мер ползучести (7) показало, что практически эти меры инвариантны относительно возраста загрузки, тогда справедливы равенства:

$$\left. \begin{aligned} S_{min(t,\tau)} &= S_{min(t-\tau)}; \\ S_{n[\eta_{(t)}, t, \tau]} &= S_{n[\eta_{(t)}, t-\tau]}, \end{aligned} \right\} (8)$$

причем $S_{min(t-\tau)} = \lim_{\eta_{(t)} \rightarrow 0} S_{[\eta_{(t)}, t-\tau]}$

В дальнейших исследованиях примем линейную часть деформаций ползучести по теории упругоползучего тела, т. е. обратимую с учетом старения бетона, а нелинейную часть также по теории упругоползучего тела, но обратимую в той ее части, которая подчиняется условию

$$\frac{K_{n(t,\tau)}}{K_{(t,\tau)}} = \alpha = \text{const} \quad (9)$$

или для старого бетона

$$\frac{K_{n(t-\tau)}}{K_{(t-\tau)}} = \beta = \text{const}. \quad (9')$$

Условие (9) справедливо для рассмотренных бетонов, видов напряженного состояния элементов бетонных и железобетонных конструкций с показателями нелинейности деформаций ползучести $m=2; 3$. Экспериментально получены данные по деформациям простой ползучести (при постоянных напряжениях сжатия) бетонных призм размером $7 \times 7 \times 60$ см на рычажных установках, в специальных камерах с постоянными температурно-влажностными условиями при различных начальных уровнях загрузки бетона зрелого возраста в соответствии с общепринятой методикой. Опытные данные относительных деформаций ползучести, увеличенные в 10^5 раз, приведены в таблице для бетона естественного твердения (неизолированного) и бетона, изолированного от влагопотерь. Выделенные меры ползучести бетона из опытов на простую ползучесть при уровнях загрузки 0,265 и 0,425 дают наилучшие результаты при расчете опытных железобетонных элементов с уровнями загрузки до 0,7. Опытные и расчетные данные согласуются вполне удовлетворительно. Наибольшие отклонения отмечаются в первые несколько суток наблюдения, что связано прежде всего с трудностями при выделении составляющих деформаций ползучести в соответствии с выражениями (7), (8), а также дополнительными погрешностями при использовании условия (9). Последнее обстоятельство связано с различием скоростей изменения мер линейных и нелинейных деформаций ползучести в первые сутки наблюдения, которое становится незначительным на десятки суток. Аппроксимацию опытных кривых простой ползучести осуществляли с помощью выражения для мер линейных и нелинейных

деформаций ползучести в форме

$$\left. \begin{aligned} S_{min(t-\tau)} &= \Delta\Phi [1 - e^{-\alpha_1(t-\tau)}] + \Delta S [1 - e^{-\alpha_2(t-\tau)}]; \\ S_{n(t-\tau)} &= \Delta\Phi_n [1 - e^{-\alpha_1(t-\tau)}] + \Delta S_n [1 - e^{-\alpha_2(t-\tau)}]. \end{aligned} \right\} (10)$$

Опыт аппроксимации показал, что условие (9) можно легко выполнить, если в выражениях (10) принять

$$\frac{\Delta\Phi_n}{\Delta\Phi} = \frac{\Delta S_n}{\Delta S}; \quad \alpha_1 = \alpha_{1n}; \quad \alpha_2 = \alpha_{2n}.$$

На основании изложенного запишем основное интегральное уравнение нелинейной теории ползучести

$$\frac{\varepsilon_{(t)}E_{(t)}}{R_{np(t)}} = \eta_{(t)} + \int_{\tau_1}^t \eta_{(t-\tau)} \times K_{(t-\tau)} d\tau + \int_{\tau_1}^t \eta_{(t-\tau)} \times f_1[\eta_{(t-\tau)}] K_{n(t-\tau)} d\tau. \quad (11)$$

Далее, принимая условие (9), а также функцию

$$f_1[\eta_{(t-\tau)}] = [\eta_{(t-\tau)}]^m = \left[\frac{\sigma_{(t-\tau)}}{R_{np(t-\tau)}} \right]^m = a = \text{const}$$

и рассматривая ее как начальный относительный уровень обжатия или загрузки бетона, получим

$$\frac{\varepsilon_{(t)}E_{(t)}}{R_{np(t)}} = \eta_{(t)} + \int_{\tau_1}^t \eta_{(t-\tau)} K_{(t-\tau)} d\tau, \quad (12)$$

где $K_{(t-\tau)} = (1 + \alpha\beta)K_{(t-\tau)}$.

Таким образом, задача для нелинейного интегрального уравнения (11) сведена к решению линейного интегрального уравнения типа (12) с новым ядром $K_{(t-\tau)}$, учитывающим нелинейные деформации ползучести. Для бетона со свойствами инвариантными относительно возраста загрузки

$$\left. \begin{aligned} E_{(t)} &= E = \text{const}; \\ R_{np(t)} &= R_{np} = \text{const}; \\ \eta_{(t)} &= \eta_0 = \text{const}. \end{aligned} \right\} (13)$$

Выводы

Исследования напряженного состояния бетонных элементов при действии длительных нагрузок раз-

$\eta_{(t)}$	Длительность загрузки, сут						
	1	4	10	20	56	106	136
0.265	10,40/9,66	15,60/15,02	21,50/20,20	27,20/27,37	38,60/42,23	47,60/49,50	51,30/51,04
	8,30/7,03	11,70/10,15	15,30/14,00	19,80/19,26	28,30/30,23	35,70/35,70	39,10/39,10
0.425	21,90/18,94	32,10/29,45	42,70/39,71	54,70/53,05	77,00/82,78	91,70/97,02	99,00/100,40
	18,20/13,27	25,00/19,17	31,60/26,44	39,00/36,36	53,60/57,08	68,00/67,20	74,50/69,35

Примечания: 1. Над чертой — неизоллированный бетон, под чертой — изолированный. 2. Перед чертой — опытные значения, после черты — расчетные.

личных уровней показали, что с достаточной для практических расчетов точностью меры линейных и нелинейных деформаций ползучести можно записать с такими параметрами, при которых отношение их производных или соответствующих ядер реологического уравнения были постоянными.

Условие о пропорциональности ядер позволяет свести решение нелинейного интегрального уравнения задачи к линейному с новым ядром, учитывающим долю нелинейных деформаций ползучести, обратимую в соответствии с условием о пропорциональности.

Гипотеза о пропорциональности ядер приближенна, но ее использование позволяет значительно снизить трудоемкость вычислений при решении реологического уравнения задачи и открывает возможности для использования полученных результатов применительно к молодому бетону.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Александровский С. В., Бондаренко В. М., Прокопович И. Е. Приложение теории ползучести к практическим расчетам железобетонных конструкций // Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1976. — С. 211–256.

2. Ржаницын А. Р. Теория ползучести. М.: Стройиздат, 1968. — 416 с.

3. Арутюнян Н. Х., Александровский С. В. Современное состояние развития теории ползучести бетона // Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1976. — С. 5–96.

4. Вульфсон С. З. К нелинейной теории ползучести // Ползучесть строительных материалов и конструкций. М.: Стройиздат, 1964. — С. 157–170.

5. Александровский С. В. Об одной интересной форме управления упруго-ползучего тела // Проблемы ползучести и усадки бетона. М.: Стройиздат, 1972. — С. 6–21.

УДК 624.072.2:539.4

К. Г. АШКИНАДЗЕ, инж., (ЦНИИПИмонолит)

Прочность широкополочных тавровых элементов при действии поперечных сил

Прочность наклонных сечений железобетонных тавровых элементов недостаточно изучена. Это объясняется отсутствием четкого физического представления о характере разрушения. В источниках [1, 2] исследована только экспериментальная картина разрушения.

В настоящее время принято считать, что разрушение широкополочных тавровых элементов при сдвиге происходит локально в форме трехстороннего продавливания полки стенкой. Сопротивление этому разрушению складывается из сопротивления срезу участка сжатой зоны опасного сечения и сопротивления бетона полки раскалыванию по боковым плоскостям ее примыкания к стенке (рис. 1). Регламентируемая нормами эффективная ширина полки при сдвиге $b_{ef} = b + 3h_f$ — условная величина, учитывающая оба сопротивления.

Формула в СНиП 2.03.01—84 для учета полки в расчете наклонных сечений получена эмпирическим путем, поэтому область ее применимости ограничена. Так, при очень толстой полке разрушение с выходом на свободную грань не

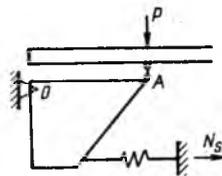


Рис. 1. Дисково-связевая модель разрушения при продавливании

может произойти, и приходим к известной задаче Прандтля о действии жесткого штампа на полуплоскость. При этом, очевидно, дальнейшее увеличение толщины полки не влияет на ее несущую способность.

Рассмотрим железобетонную балку таврового сечения с полкой в сжатой зоне под действием поперечной нагрузки. Появление наклонных трещин превращает эту балку в систему жестких дисков, объединенных податливыми связями (см. рис. 1). В балке без хомутов такими связями являются бетонный брус над наклонными трещинами в сжатой зоне и продольная арматура — в растянутой. В состав бетонного бруса входит и полка. Под действием поперечной нагрузки точка А смещается вниз, а точка В — влево, что эквивалент-

но малому повороту всего крайнего блока вокруг точки О, которая оказывается мгновенным центром вращения. Но такому повороту препятствует связь в растянутой зоне балки. В результате возникает взаимное надавливание бетонного бруса над наклонными трещинами, отжимаемого вниз силами Q, и крайнего блока стенки, удерживаемого жесткой арматурной связью (см. рис. 1).

Если элемент имеет тавровую форму, то при увеличении нагрузки выступающий угол крайнего блока стенки может проломить полку в точке А. Это явление сопровождается раскалыванием бетона полки в окрестности зоны разрушения по боковым плоскостям контакта со стенкой, не образующим, впрочем, замкнутого пространственного сечения, поскольку очертание грузовой площадки в этом случае не точечное, а линейное. Описанная форма разрушения и есть продавливание.

Для теоретической оценки прочности при продавливании воспользуемся аппаратом теории идеальной пластичности. При этом ввиду сложности задачи ограничимся лишь верхней оценкой несущей способности, которую строят на основании рассмотрения кинематически возможных полей скольжения. Рассмотрим полку как плиту неограниченных размеров в плане под действием жесткого длинного штампа шириной b (рис. 2). Кроме того, в полке вдоль оси элемента действуют продольные сжимающие напряжения σ . Для характеристики зависимости прочности бетона на срез от уровня обжатия воспользуемся критерием [3]

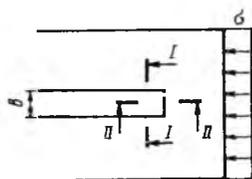


Рис. 2. Исследование прочности полки при продавливании

$$\sigma^2 + 3\tau^2 - (R_b - R_{bt})\sigma - R_b R_{bt} = 0. \quad (1)$$

При учете обжатия доля боковых сторон фигуры продавливания в общем сопротивлении уменьшается и эффективная ширина полки получается минимальной. В таком случае следует принять то σ , при котором прочность бетона на сдвиг максимальная. Из формулы (1) вытекает, что максимум τ достигается при $\sigma = \frac{R_b - R_{bt}}{2}$.

Для упрощения рассматриваемую трехмерную задачу теории пластичности будем считать комбинацией плоских задач в двух направлениях: вдоль и поперек пролета. Полагаем, что полка в обоих направлениях находится в состоянии плоской деформации. Кроме того, будем считать, что справедлива схема жестко-пластического тела. Для решения воспользуемся стандартной формой соотношений теории пластичности [4], поскольку варианты этой теории, разработанные специально для бетона [3], сильно переоценивают прочность бетона в случае, когда все три главных напряжения сжимающие.

Возможные картины пластического течения в плоскости среза приведен на рис. 3. Если полка очень тонкая, то в ней могут существовать лишь изолированные линии скольжения AB и $A'B'$. При $h_f > b/4$ возможно образование пластических зон у штампа с выходом на изолированные линии скольжения. При толстой полке скольжение по линиям EFD и $E'F'D'$ требует меньшей нагрузки, чем по отрезкам изолированных линий EB и $E'B'$, в результате чего последние исчезают, а под штампом образуются новые пластические зоны.

На рис. 4 показаны возможные картины течения в плоскости пролета элемента. При очень тонкой полке имеется одна изолированная линия скольжения AA' . По мере

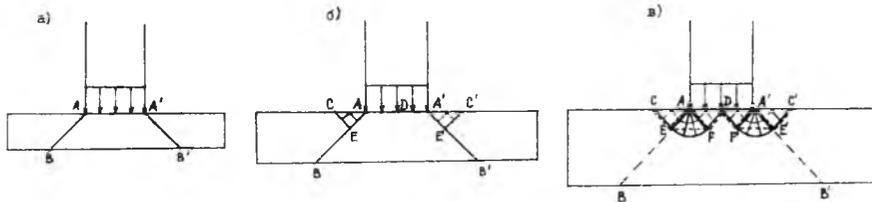


Рис. 3. Пластическое течение в плоскости I — I при малой (а), средней (б) и большой (в) толщине полки

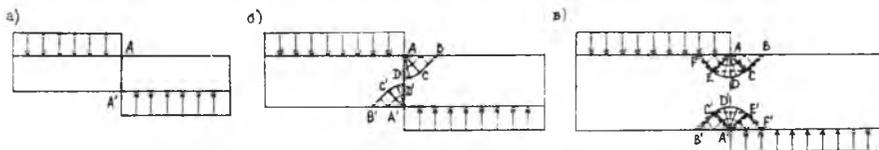


Рис. 4. Пластическое течение в плоскости II — II Условные обозначения см. рис. 3

увеличения толщины полки появляются пластические зоны у штампа. Если же полка толстая, то возникают новые пластические области под штампом, а участок изолированной линии скольжения DD' исчезает. Дальнейшее увеличение толщины полки на несущую способность не влияет.

При этом можно определить несущую способность. Поскольку стандартный метод нахождения напряжений по полю характеристик для трехмерных задач малоприменен, используют энергетический метод [5]. Область текучести разрезают на жесткие блоки, способные скользить один по другому. Мощность, рассеиваемая при скольжении

$$D = \sum_i \int \tau_{si} [V]_i dS_i, \quad (2)$$

где $[V]$ — скачок касательной составляющей скорости при переходе через грань.

Приравняв D мощности внешних сил $Q_{ult}V$, находят предельную нагрузку Q_{ult} .

Для тонкой полки разрушающая нагрузка

$$Q_{ult}^1 = \tau_s^{\max} A_{sh}, \quad (3)$$

где A_{sh} — площадь среза: $A_{sh} = (b + hf)hf$; τ_s^{\max} — максимальная прочность бетона на сдвиг при $R_b/R_{bt} = 10$ [1]: $\tau_s^{\max} = 3,18 R_{bt}$.

Для толстой полки блоки скольжения имеют форму трех- и четырехгранных пирамид, фронтальные грани которых наклонены к направлению сжатия под углом 45° . Сопротивление сдвигу на этих гранях τ_s определяют из формулы (1), в которую подставляют $\sigma \cos^2 \alpha = 1/2 \sigma$. По каждой грани происходит сдвиг в двух направлениях — вдоль и поперек пролета. Разрушающая нагрузка, приведенная к прочности τ_s^{\max} ,

$$Q_{ult}^3 = 7,8 \tau_s^{\max} b^2. \quad (4)$$

Прочность полки при продавливании не может быть больше значения по формуле (4) ни при какой толщине полки. Для полки средней толщины расчетную оценку описанным методом получить не удается. Образование пластических зон у штампа требует дополнительной нагрузки, поэтому $Q_{ult}^2 > Q_{ult}^1$. Верхнюю границу этого случая определяет формула (4). В этом проявляется ограниченность схемы жесткопластического тела, в которой напряжения в жесткой области остаются неопределенными. Для оценки предельного состояния необходимо решать упругопластическую задачу. Для целей проектирования эту схему можно исключить и считать, что несущая способность полки при продавливании

$$Q_{ult} = \min(Q_{ult}^1, Q_{ult}^3). \quad (5)$$

Сопоставляя выражения (3) и (4), находим критическое соотношение размеров, при котором происходит переход от первой схемы к третьей: $(h_f/b)_{cr} = 2,34$.

Отсюда следует, что, например, в несущей диафрагме баскаркасного здания при толщине внутренней стены $b = 16$ см и наружной стены $h_f = 40$ см разрушение произойдет не от среза, а от пластического выдавливания материала полки из-под стенки.

Реальная эффективная ширина бетонной полки при срезе несколько больше, так как, по данным источника [3], линии скольжения в бетоне проходят более полого, под углом около 30° к плоскости полки и захватывают большую площадь.

Выводы

Разрушение железобетонных элементов таврового сечения при сдвиге происходит от продавливания полки стенкой. Оно представляет собой проламывание полки выступающим углом стенки при их взаимном надавливании.

Разрушение при продавливании происходит в плоскости среза по узкому трапецидальному сечению, боковые грани которого наклонены к основанию под углом 45°.

При толщине полки, более чем в 2,34 раза превышающей толщину стенки, происходит переход к новой форме разрушения — пластическому выдавливанию материала полки из-под стенки. Дальнейшее увеличение толщины полки не повышает несущую способность.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Игнатовичус Ч. Б. Исследование прочности железобетонных прямоугольных и тавровых балок по наклонному сечению: Автореф. канд. техн. наук. — Вильнюс, 1973. — 20 с.

2. Залесов А. С., Сигалов Э. Е., Тунгушбаев И. Прочность тавровых элементов по наклонным сечениям // Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. — Алма-Ата: КазПромстройНИИпроект, 1977. — Вып. 9. — С. 229—240.

3. Геннев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1974. — 316 с.

4. Качанов Л. М. Основы теории пластичности. — М.: Наука, 1969. — 420 с.

5. Ерхов М. И. Теория идеально пластических тел и конструкций — М.: Наука, 1978. — 352 с.

В помощь заводским лабораториям

УДК 691.322:697.93

А. Т. ОРЛЕНКО, А. В. ШАПОШНИКОВА, В. А. ШУШПАНОВ, инженеры (завод ЖБИ-6 Саратовводстроя)

Методы определения влажности заполнителей и водосодержания торкретируемых бетонных смесей

В системах управления качеством на заводах ЖБИ большое значение имеет обеспечение требуемого водосодержания бетонных смесей. С этой целью предусмотрено, во-первых, контролировать влажность заполнителей не менее двух раз в смену и после выпадения осадка и, во-вторых, определять подвижность (жесткость) бетонной смеси.

Метод нахождения влажности по ГОСТ 8735 требует 3,5...4 ч для высушивания песка при температуре 105...110 °С до постоянной массы. В этом случае лаборант за 4 ч до начала смены должен произвести отбор проб, определить влажность заполнителей и выдать откорректированные составы бетона на бетоносмесительный узел. На строительстве Волго-Донского канала предложен ускоренный способ установления влажности песка, основанный на изменении объема смеси, состоящей из данной массы песка и некоторого объема воды. Точность его составляет $W \pm \pm 0,7\%$ (W — влажность заполнителя в % по массе), что дает погрешность по водосодержанию бетонной смеси до $\pm 6 \text{ кг/м}^3$. Элект-

ронные и нейтронные влагометры являются дефицитным и дорогостоящим оборудованием, требуют тарировки и их применение наиболее целесообразно на заводах с автоматическим дозированием и корректированием расхода воды и песка.

Предлагаемый метод основан на взвешивании пробы заполнителя естественной влажности массой m на гидростатических весах (определение m_1). Исходя из того, что масса пробы m состоит из массы сухого вещества ρV_a и массы воды, составляющей влажность $W\rho V_a$, т. е.

$$m = \rho V_a (1 + W), \quad (1)$$

где ρ — плотность зерен пробы; V_a — абсолютный объем пробы.

На гидростатических весах из условия равновесия

$$m_1 = \rho V_a - \rho_v V_a, \quad (2)$$

где ρ_v — плотность воды: $\rho_v = 1 \text{ г/см}^3$.

Из совместного решения выражений (1) и (2) влажность материала

$$W = \left[\frac{m}{m_1} \left(1 - \frac{\rho_v}{\rho} \right) - 1 \right]. \quad (3)$$

Для упрощения пользования выражением (3) построена номограмма $W = f\left(\frac{m_1}{m}, \rho\right)$ (рис. 1).

Плотность заполнителя ρ предварительно определяют на высушенном материале ($W=0$). Решая формулу (3) относительно ρ при $W=0$,

$$\rho = \frac{\rho_v}{1 - \frac{m_1}{m}}. \quad (4)$$

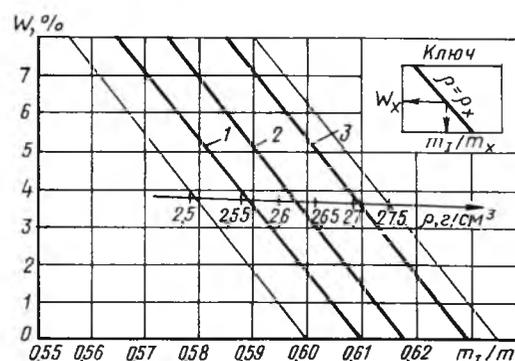


Рис. 1. Номограмма определения влажности плотного заполнителя

1 — щебень известняковый местный Каменского ДСЗ фракции 5...20 мм, $\rho=2,56$; 2 — песок местный намывной с $M_k=1,8$, $\rho=2,63$; 3 — щебень гранитный фракции 5...20 мм, $\rho=2,72 \text{ г/см}^3$

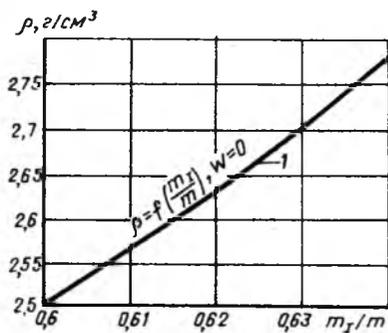


Рис. 2. Номограмма установления плотности заполнителя, высушенного до постоянной массы при 105...110 °С
1 — $\rho = f(m_1/m)$, $W=0$

На основании зависимости (4)

построена номограмма $\rho = f_2\left(\frac{m_1}{m}\right)$ (рис. 2).

Точность предлагаемого метода оценивали как воспроизводимость результатов одновременно проведенных опытов на материале данного качества, так и совпадением результатов с требованиями ГОСТ 8735 в области определения влажности песка методом высушивания и плотности песка пикнометрическим способом. Во всех случаях совпадение результатов испытания было абсолютным, причем, для исключения субъективной ошибки испытания по каждому методу проводили независимо. Это объясняется тем, что способ измерения один и тот же — весовой.

На заводе ЖБИ-6 нанесение верхнего защитного слоя напорных труб производят торкретированием. При этом контролировать водосодержание особо жесткой мелкозернистой бетонной смеси существующими методами невозможно. Предлагаемый метод позволил по влажности свежеприготовленной бетонной смеси определять ее водосодержание.

Исходный состав песчаного бетона класса $B_1=2,4$ (марка по прочности на осевое растяжение $P 30$)

ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

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

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

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

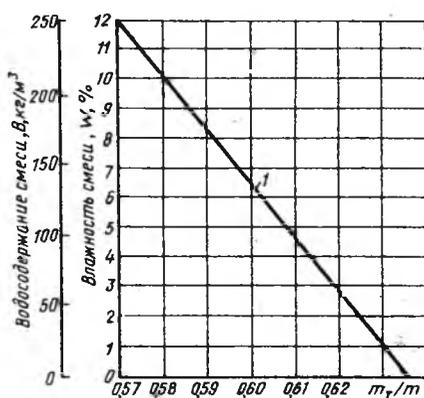


Рис. 3. Номограмма нахождения водосодержания торкретируемых бетонных смесей
1 — Ц:П=1:2,67 ($\rho_{см}=2,75$ г/см³)

и водопоглощением до 9 % следующий: Ц=580, П=1550, В=165, Д=2,9 кг/м³ (0,5 % Ц);
 $\frac{Ц}{П} : \frac{П}{П} = 1:2,67$; $W = \frac{В}{Ц+П} = 7,75$ %.
Плотность цементно-песчаной смеси определяют экспериментально или аналитически

$$\rho_{см} = \frac{Ц\rho_ц + П\rho_п}{Ц + П} =$$

$$= \frac{1 \cdot 3,1 + 2,67 \cdot 2,63}{1 + 2,67} = 2,75 \text{ г/см}^3, (5)$$

где $\rho_ц$ — плотность цемента: $\rho_ц = 3,1$ г/см³; $\rho_п$ — плотность песка: $\rho_п = 2,63$ г/см³.

Используя выражение (3), строят номограмму (рис. 3) в области возможных значений W , при этом 1 % влажности смеси будет соответствовать приблизительно 21 кг водосодержания бетонной смеси. Следует помнить о правиле абсолютных объемов, поэтому 21 кг воды соответствует 1 % дефицита влаги, но при избытке — несколько меньше.

Таким образом, производя гидростатическое взвешивание пробы смеси с постов торкретирования по m_1/m на рис. 3 четко просматривается картина правильности дози-

рования воды и того количества воды, которое необходимо слить либо добавить при дозировании.

Кроме установки торкретирования предложенная методика включена в систему пооперационного контроля и на установке роликового прессования бортовых камней. Следующим направлением использования предлагаемой методики является установление зависимости $R_6 = f(B/Ц)$ для центрифугированных бетонов. При этом появляется возможность количественного определения отжимаемой при центрифугировании воды и связывать прочность бетона с остаточным водоцементным отношением. В этом случае методика проектирования и корректировки составов центрифугируемых бетонов сможет более обоснованно опираться на закон водоцементного отношения.

Выводы

Предложенная методика позволяет оперативно определять влажность плотных заполнителей с точностью ГОСТ 8735, а также плотность заполнителей с точностью, приемлемой для практического применения в системе управления качеством бетонных смесей.

Она дает возможность контролировать качество торкретируемых бетонных смесей и особо жестких смесей для других технологий уплотнения (например, роликового прессования).

На ее основе можно устанавливать зависимость $R_6 = f(B/Ц)$ по остаточному водоцементному отношению для центрифугируемых бетонных смесей с целью оптимизации и корректировки их состава.

Книга высылается наложенным платежом.

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

Стабилизация развития трещин в изгибаемых железобетонных элементах

Развитие трещины возможно лишь после разрыва структурных межзерновых связей в пределах зоны предразрушения, формирующейся в области вершины трещины, как зона межзерновых структурных связей, ослабленных микротрещинообразованием с относительной высотой ξ_r .

Поэтому для стабилизации образования трещины целесообразно усиление зоны предразрушения, например дисперсным армированием. В связи с этим возникает необходимость определения размера этой зоны в зависимости от параметров напряженно-деформированного состояния. При этом исходили из гипотезы, что при формировании зоны предразрушения происходит пластическое ограничение упругих напряжений до уровня R_p , равного пределу прочности бетона на осевое растяжение, с трансформацией эпюры концентрации упругих напряжений в действительную упругопластическую эпюру напряжений растяжения бетона при сохранении приведенной удельной потенциальной энергии деформации в области вершины трещины (см. рисунок)

$$\int_0^{\xi_{py}} [\xi_p(x)] d\xi_p(x) = \int_0^{\xi_p - \xi_r} \sigma_p[\xi_p(x)] d\xi_p(x) + \int_0^{\xi_r} \sigma_r[\xi_r(x)] d\xi_r(x), \quad (1)$$

где $\sigma_{py}[\xi_p(x)]$ — распределение концентрации нормальных упругих напряжений растяжения бетона в области вершины трещины в предположении упругой работы растянутого бетона в сечении по трещине:

$$\sigma_{py}[\xi_p(x)] = \frac{K_{cu} \xi_p(x)}{n \sqrt{\xi_{py} - \xi_p(x)} \xi_{py}}$$

K_{cu} — модуль сцепления, параметр механики разрушения*;

ξ_{py} — относительная высота растянутой зоны в предполагаемом квазупругом состоянии растянутого бетона при изгибе; $\xi_p(x)$ — относительная высота растянутой зоны: $0 \leq \xi_p(x) \leq \xi_{py}$; $\sigma_p[\xi_p(x)]$ — распределение нормальных напряжений при действительном упругопластическом состоянии растянутого бетона в сечении по трещине, включая зону предразрушения ($0 \leq \xi_p(x) \leq \xi_p - \xi_r$):

$$\sigma_p[\xi_p(x)] = R_p \left[\frac{\xi_p(x)}{\xi_p - \xi_r} \right]^{V_{p0}}$$

ξ_r — относительная высота зоны предразрушения: $\xi_r = r_p/h_0$; V_{p0} — коэффициент упругости бетона при осевом растяжении; $\sigma_r[\xi_r(x)]$ — распределение нормальных напряжений при действительном пластическом состоянии растянутого бетона в пределах зоны предразрушения с относительной высотой ξ_r [$0 \leq \xi_r(x) \leq \xi_r$]:

$$\sigma_r[\xi_r(x)] = R_p.$$

Выражая K_{cu} через коэффициент интенсивности напряжений и после преобразований получим

$$\sigma_{py}[\xi_p(x)] = \frac{R_p}{\xi_{py}} \times \sqrt{\frac{m_{ty}}{2}} \frac{\xi_p(x)}{[\xi_{py} - \xi_p(x)]^{0.5}}, \quad (2)$$

где m_{ty} — размер трещины в квазипругом состоянии бетона.

После преобразований

$$\frac{R_p}{\xi_{py}} \sqrt{\frac{m_{ty}}{2}} \int_0^{\xi_{py}} \frac{\xi_p(x)}{[\xi_{py} - \xi_p(x)]^{0.5}} - R_p \int_0^{\xi_p - \xi_r} \left[\frac{\xi_p(x)}{\xi_p - \xi_r} \right]^{V_{p0}} d\xi_p(x) - R_p \int_0^{\xi_r} d\xi_r(x) = 0, \quad (3)$$

где первый член является дифференциальным биномом, интегрируемым методом рационализации, второй член — интегралом показательной функции.

В результате интегрирования

$$\frac{4}{3} \sqrt{\frac{m_{ty} \xi_{py}}{2}} - \frac{\xi_p - \xi_r}{1 + V_{p0}} - \xi_r = 0, \quad (4)$$

где

$$\xi_{py} = \frac{\omega_p \xi_p}{n \omega_{py}}$$

ω_{py} — единичный потенциал упругих деформаций:

$$\omega_{py} = \frac{4}{3\pi} \sqrt{\frac{m_{ty}}{2 \xi_{py}}}$$

После перестановок

$$\sqrt{\xi_{py}} = \frac{3\omega_p \xi_p}{4} \sqrt{\frac{2}{m_{ty}}}, \quad (5)$$

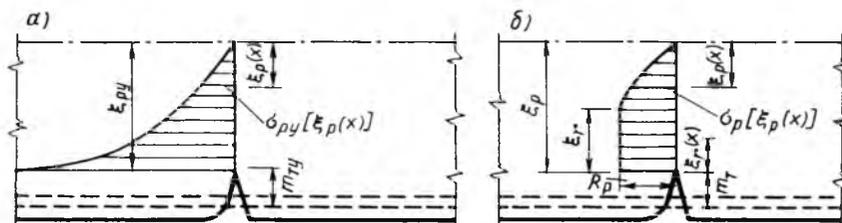
$$\omega_p \xi_p - \frac{\xi_p - \xi_r}{1 + V_{p0}} - \xi_r = 0. \quad (6)$$

По формуле (6) получаем зависимость для определения относительной высоты зоны предразрушения от параметров напряженно-деформированного состояния: единичного потенциала упругопластических деформаций ω_p , упругости растянутого бетона V_{p0} и относительной высоты растянутой зоны бетона в сечении по трещине в рассматриваемой стадии ξ_p с учетом армирования

$$\xi_r = \xi_p [\omega_p (1 + V_{p0}) - 1] \frac{1}{V_{p0}}. \quad (7)$$

Из формулы (7) параметр пластичности K_p , физически определяющий уровень распространения зоны микротрещинообразования по высоте растянутого бетона в сечении по трещине

$$K_p = \frac{\xi_r}{\xi_p} = [\omega_p (1 + V_{p0}) - 1] \frac{1}{V_{p0}}. \quad (8)$$



Сопоставление напряженных состояний предполагаемой упругой (а) и действительной (б) работы растянутого бетона при изгибе

* Махутов Н. А. Сопротивление элементов конструкций хрупкому разрушению. — М.: Стройиздат, 1973. — 206 с.

Достоверность формул (7) и (8) и предпосылок, положенных в основу их вывода, проявляется в том, что они удовлетворяют граничному условию функционирования параметра пластичности K_p . Оно заключается в том, что при идеально-пластическом состоянии растянутого бетона $\omega_p = 1$ и $K_p = 1$, что физически означает распространение зоны пластичности по всей высоте растяжения при изгибе. Уравнение (8) удовлетворяет этому условию, т. к. подставляя в него $\omega_p = 1$, получаем $K_p = 1$.

Преобразуем выражение (7), используя зависимость

$$\omega_p = 1 - \theta_0[(1 - \xi_p) + \xi_p], \quad (9)$$

где ξ_p — константа; $\theta_0 = \frac{V_{p0}}{1 + V_{p0}}$.

После перестановок

$$\xi_r = \xi_p \frac{A}{V_{p0}}, \quad (10)$$

где

$$\xi_p = \frac{R_p \omega_{pt} \xi_{p0} \lambda (\sigma_a - \sigma_{a0})}{R_p \omega_p};$$

$$A = (1 + V_{p0}) - \theta_0[(1 - \xi_p) + \xi_p](1 + V_{p0}) - 1;$$

σ_a — напряжение в арматуре в рассматриваемой стадии в сечении по трещине; σ_{a0} , ξ_{p0} — начальное напряжение в арматуре и высота растянутой зоны в стадии перед образованием трещины; ω_{pt} — единичный потенциал упругопластических деформаций в этой же стадии.

После перестановок при $\xi_p = f(\mu \Delta \sigma_a)$

$$\xi_p = 0,5p - \sqrt{0,25p^2 - q}, \quad (11)$$

где

$$p = \frac{1}{\theta_0} + \xi_p - 1;$$

$$q = \frac{1}{\theta_0} \left[\omega_{pt} \xi_{p0} \lambda - \frac{\mu(\sigma_a - \sigma_{a0})}{R_p} \right].$$

Выводы

Установлена аналитическая зависимость относительной величины зоны предразрушения в малой области вершины трещины от параметров напряженно-деформированного состояния растянутого бетона в сечении по трещине.

В порядке обсуждения

удк 691.54:539.4

В. П. СИЗОВ, д-р техн. наук

Об оценке марки ВНВ и цемента при введении пластифицирующих добавок

В настоящее время при производстве цемента и вяжущего низкой водопотребности (ВНВ) вводят пластифицирующие добавки, например, 0,7 % С-3 на цементных заводах и до 3 % ВНВ. С-3 вводят в сухом состоянии во время помола или домола цемента совместно со шлаком (песком) и другими добавками (ВНВ-50 и ВНВ-30) или без них (ВНВ-100).

Как известно, С-3 резко снижает нормальную плотность цементного теста (НГЦТ) с 27 до 14...15 % и В/Ц песчаного раствора с 0,4 до 0,3. Ранее снижение В/Ц раствора в меньшую сторону от 0,4 не допускалось. ГОСТ 310.4 разрешает снижение В/Ц, что приводит к искусственному повышению марки цемента. Например, введение 0,7 % С-3 повышает марку цемента на одну ступень (с 400 до 500), а введение 3 % С-3 — марку ВНВ-100 примерно на три порядка.

Таблица 1

Вяжущее	С-3, %	НГЦТ, %	Марка цемента по ГОСТ, МПа	В/Ц (бетона)	Прочность бетона, МПа
Исходный цемент	0,7	22,5	50	0,41/—	48,5
То же	—	27,0	40	0,46/—	33,0
ВНВ-100	3	15,0	89	0,30/—	90,0
ВНВ-50	3	16,0	60	0,30/0,6	64,0
ВНВ-30	3	17,5	42	0,30/1,0	43,0

Примечание. Расход вяжущего 400 кг на 1 м³ бетона.

ВНВ-50 — на два, ВНВ-30 — на один. Это затрудняет прогнозирование прочности бетона, а также подбор его состава на пластифицированных цементах и ВНВ, что подтверждается опытно-экспериментальными данными.

Из табл. 1 видно, что НГЦТ на ВНВ-100 при введении 3 % С-3 снизилась до 15 %, а прочность бетона повысилась до 89 МПа. Повышение прочности цемента произошло благодаря домальванию

товарного цемента и введению С-3.

Основываясь на данных табл. 1, приведем примеры расчетов по определению фактической марки цемента отдельно от домальвания и добавки С-3. В основу расчетов положена формула

$$R_u = \frac{R_6}{A(\Pi/B - 0,5)}, \quad (1)$$

полученная путем преобразования общеизвестной формулы

$$R_6 = AR_u(\Pi/B - 0,5). \quad (2)$$

При расчетах A принято равным 0,53.

Расчеты фактической марки цемента:

на ВНВ-100

$$R_u = \frac{90}{0,53(3,33 - 0,5)} = \frac{90}{0,53 \cdot 2,83} = \frac{90}{1,5} = 60 \text{ МПа};$$

на ВНВ-50

$$R_u = \frac{64}{0,53(3,33 - 0,5)} = \frac{64}{1,5} = 42 \text{ МПа};$$

на ВНВ-30

$$R_u = \frac{43}{0,53(3,33 - 0,5)} = \frac{43}{1,5} = 29 \text{ МПа}.$$

Расчеты можно начинать с определения прочности цемента, обусловленной только введением С-3 по формуле

Таблица 2

Вязущее	Прочность бетона, МПа	Активность цемента по ГОСТ 310.4, МПа	Фактическая активность цемента, МПа
Исходный цемент	33	40	40
ВНВ-100	90	89	60
ВНВ-50	64	60	42
ВНВ-30	43	42	29

$$R_d = \frac{AR_{ц}(\Ц/В-0,5) - R_6}{A(\Ц/В-0,5)} \quad (3)$$

где $R_{ц}^r$ — марка цемента по ГОСТ 310.4, равная 89 МПа; R_6 — прочность бетона, равная 90 МПа. Из этого видно, что марка ВНВ и прочность бетона при $В/Ц=0,3$ примерно равны. При $В/Ц < 0,3$ $R_6 > R_{ц}$, а при $В/Ц > 0,3$ $R_6 < R_{ц}$.

Подставляя данные табл. 1 для ВНВ-100, получим

$$R_d = \frac{0,53 \cdot 89(3,33-0,5) - 90}{0,53(3,33-0,5)} = \frac{133-90}{1,5} = \frac{43}{1,5} = 28,4 \text{ МПа.}$$

Таким же образом определяем R_d на ВНВ-50 и ВНВ-30. Данные по обоим способам расчета совпадают. Эти расчеты можно исключить, в этом случае при определении R_6 и $В/Ц$ значение A следует принять равным 0,36.

Из данных табл. 2 следует, что активность цемента на ВНВ-100, ВНВ-50 и ВНВ-30 при введении С-3 и снижении $В/Ц$ повысилась соответственно на 29; 18 и 13 МПа. Активность ВНВ-100 от домалывания повысилась с 40 до 60 МПа, а от введения С-3 на 29 МПа. Марка ВНВ по ГОСТ 310.4—81 равна 89 МПа.

Несоответствие марки цемента по ГОСТ 310.4 фактической подтверждается тем, что при активности ВНВ-100, равной 89 МПа, прочность бетона должна быть

$$R_6 = 0,53 \cdot 89(3,33-0,5) = 133 \text{ МПа.}$$

Зная фактическую марку цемента, $В/Ц$ устанавливают по формуле (2). Дальнейший подбор состава бетона производят по общепринятому способу* с учетом некоторых особенностей. В частности, расход воды на 1 м^3 бетона снижается на 5 л на каждый процент уменьшения НГЦТ от 27 % исходного цемента. Например, при НГЦТ 15 % расход воды снижается на $(27-15) \cdot 5 = 60$ л. Значение α в формуле

$$\Ш = \frac{\gamma_{\text{нас. ш.}} \cdot 1000}{1 + V_{\text{п. ш.}}(\alpha - 1)} \quad (5)$$

Определяется так же, как и на исходном цементе. Если расход воды не уменьшается, то в зависимости от повышения подвижности α , найденное по руководству, увеличивается на каждый сантиметр возрастания О.К. на 0,015. Например, при увеличении О.К. с 2 до 18 см $\Delta\alpha$ принимается равным $(18-2) \cdot 0,015 = 16 \cdot 0,015 = 0,24$, а $\Sigma\alpha = \alpha + \Delta\alpha$.

Пример: требуется подобрать состав бетона с О.К.=2 марки 90 МПа на ВНВ-100 активностью 60

$$\gamma_{\text{нас. ш.}} = 1,38; \quad \rho_{\text{ш.}} = 2,65; \quad V_{\text{п. ш.}} = 0,48;$$

$$\rho_{\text{п.}} = 2,63; \quad V_{\text{п. п.}} = 0,43; \quad \gamma_{\text{нас. п.}} = 1,5;$$

$$В/Ц = \frac{0,53 \cdot 60}{90 + 0,5 \cdot 0,53 \cdot 60} = \frac{31,8}{105,9} = 0,3$$

или

$$В/Ц = \frac{0,36 \cdot 90}{90 + (0,36 \cdot 0,5 \cdot 90)} = \frac{32,4}{106,2} = 0,3.$$

Расход воды для О.К.=2 см 180 л (при НГЦТ 27 %)

Расход воды при введении С-3 — $180 - (27-15) \cdot 5 = 120$ л.

$$\Ц = \frac{120}{0,3} = 400 \text{ кг на } 1 \text{ м}^3 \text{ бетона;}$$

* Руководство по подбору составов тяжелого бетона. — М.: Стройиздат, 1979. — 108 с.

$$\Ш = \frac{1,380 \cdot 1000}{0,480(1,2-1)} = \frac{1380}{1,096} = 1250 \text{ кг на } 1 \text{ м}^3 \text{ бетона;}$$

$$\Pi = \left[1000 - \left(\frac{400}{3,1} + \frac{1250}{2,65} + \right. \right. \\ \left. \left. + 120 \right) \right] \cdot 2,63 = 730 \text{ кг на } 1 \text{ м}^3 \text{ бетона;}$$

$$V_6 = \frac{400}{3,1} + \frac{1250}{2,65} + \frac{730}{2,63} + 120 = \\ = 129 + 473 + 278 + 120 = 1000 \text{ л.}$$

Приведенные выше расчеты основываются на известных активности цемента и прочности бетона. Однако при подборе состава бетона эти данные не известны, что затрудняет его расчет.

Предлагается активность цемента прогнозировать по НГЦТ: путем увеличения марки исходного цемента на ВНВ-100 на 4, на ВНВ-50 — 2, на ВНВ-30 — на 0,2 МПа на каждый процент снижения НГЦТ. Для подтверждения приведенных данных приведем принцип их установления по формуле

$$\Delta R = \frac{R_{\text{ВНВ}} - R_{\text{исх}}}{\text{НГЦТ}_{\text{исх}} - \text{НГЦТ}_{\text{ВНВ}}} \quad (6)$$

$$\text{Для ВНВ-100 } \Delta R = \frac{89-40}{27-15} = \frac{49}{12} \approx \\ \approx 4 \text{ МПа;}$$

$$\text{ВНВ-50 } \Delta R = \frac{61-40}{27-16} = \frac{21}{11} \approx 2 \text{ МПа;}$$

$$\text{ВНВ-30 } \Delta R = \frac{42-40}{27-17,5} = \frac{2}{9,5} \approx \\ \approx 0,2 \text{ МПа.}$$

Зная эти данные, прогнозирование активности цемента очень просто. Например, для ВНВ-100 $(27-15) \cdot 4 = 48$. Следовательно, активность цемента будет $40 + 48 = 88$ МПа. В дальнейшем расчет фактической марки ВНВ определяется по изложенному выше способу. Приведенные данные для прогнозирования активности ВНВ не являются абсолютно точными. По мере их накопления данный принцип прогнозирования будет уточнен.

Выводы

ГОСТ 310.4 требует уточнения. Разрешение о снижении при испытаниях цемента $В/Ц$ от 0,4 % должно быть снято. Активность цемента в паспортах следует указывать без учета повышения марки цемента от введения С-3.

«Сибирская ярмарка» (Новосибирск) — крупнейшая в Сибири выставочная фирма, официальный организатор выставок Всемирной ассоциации центров международной торговли, член Союза выставок и ярмарок. По объемам выставочной деятельности в России «Сибирская ярмарка» уступает лишь «Экспоцентру» из Москвы и «Ленэкспо» из Санкт-Петербурга.

Фирма основана Ассоциацией сибирских городов в 1989 г. Первая универсальная сибирская ярмарка, собравшая около 700 участников, в том числе десятки инофирм, проведена в 1989 г. С тех пор, до конца 1992 г., «Сибирская ярмарка», ставшая акционерным обществом, организовала 40 международных ярмарок и промышленных выставок в Новосибирске, Кишиневе, Новокузнецке, Красноярске. Из них 7 универсальных. Тематика остальных промышленных выставок охватывает важнейшие для Сибири отрасли экономики. Все специализированные выставки-ярмарки являются ежегодными. Количество их постоянно растет. В 1989 г. была проведена одна универсальная ярмарка, в 1990 — 2 универсальных и 2 специализированных, в 1991 — 2 универсальных и 10 специализированных, в 1992 — 2 универсальных, 3 выездных и 19 специализированных. Кроме ярмарок и выставок, «Сибирская ярмарка» совместно с вице-президентом Союза международных ярмарок Брайаном Монтгомери (Великобритания), ежегодно проводит в Новосибирске и других городах России 3...5 семинаров по организации выставочного бизнеса.

В 1993 г. в планах фирмы — 2 традиционных универсальных ярмарки, 8 выездных (в том числе 3 зарубежных), 98 специализированных. Тематика соответствует календарям членов Союза международных ярмарок.

Универсальные сибирские ярмарки собирают до 1500 участников, специализированные — не менее 300. За весь период деятельности фирмы ее выставки посетили около 8 тыс. организаций бывш. СССР и 500 зарубежных. Около тысячи

отечественных участников побывали на наших выставках и ярмарках, многие из них с помощью «Сибирской ярмарки» нашли свое место на российском рынке.

В сибирских ярмарках принимают участие фирмы из всех стран Европы и Юго-Восточной Азии, Индии, стран Среднего Востока, Северной Африки, США. Из них более 20 приезжали к нам не один раз. Ярмарки значительно облегчают контакты российских и зарубежных бизнесменов.

Интересы «Сибирской ярмарки» в Европе представляет английская выставочная фирма «OTSA (Лондон). С ней заключено генеральное агентское соглашение. По поручению «Сибирской ярмарки» «OTSA» привлекает к участию инофирмы.

В 1993 г. Новосибирску исполняется 100 лет. Он возник как узловая станция на строящейся Транссибирской железнодорожной магистрали. Теперь это третий по величине и объемам производства город в России, центр крупнейшего сырьевого, промышленного и сельскохозяйственного региона. Наличие передовых отраслей промышленности и трех академий определяет высокий потенциал города в области новых технологий и «ноу-хау».

К столетнему юбилею «Сибирская ярмарка» планирует проведение международного конгресса деловых людей. Состоится также презентация центра международной торговли, открытию которого в Новосибирске способствовали вице-президент Союза международных ярмарок Брайан Монтгомери, «Сибирская ярмарка» и администрация Новосибирска.

НАШ АДРЕС: 630099, НОВОСИБИРСК, УЛ. ГОРЬКОГО, 16. ТЕЛЕФОНЫ (КРУГЛОСУТОЧНО): (3832) 98-02-03 (АДМИНИСТРАТИВНЫЙ ДИРЕКТОРАТ); 23-78-54, 23-94-69 (ДИРЕКТОРАТ ВЫСТАВОК И ЯРМАРОК); 98-02-24 (ДИРЕКТОРАТ ИНФОРМАЦИИ И РЕКЛАМЫ); 23-66-20 (ВНЕШНЕЭКОНОМИЧЕСКИЙ ДИРЕКТОРАТ); 98-02-24 (ПРЕСС-СЛУЖБА, ПАБЛИК-РИЛЕЙШНЗ); 98-01-28 (ДИРЕКТОРАТ КОММЕРЧЕСКОЙ ИНФОРМАЦИИ И КАТАЛОГОВ); 98-09-05, 23-72-83 (ДИРЕКТОРАТ АКВИЗИЦИИ, МОНИТОРИНГА, ПРОДАЖ И ЗАОЧНОГО УЧАСТИЯ); 98-01-24 (КОМПЬЮТЕРНЫЙ ЦЕНТР, АДРЕСНАЯ БАЗА); 98-02-24 (БИБЛИОТЕКА КОММЕРЧЕСКОЙ ЛИТЕРАТУРЫ, ВЫСТАВКА КАТАЛОГОВ ИНОСТРАННЫХ ФИРМ); 23-93-75 (БУХГАЛТЕРИЯ). ТЕЛЕФАКС: (3833) 23-63-35. ТЕЛЕКС: 133166 SFA SU. ТЕЛЕТАИП: 4738 «Лабаз». Сибирская ярмарка.

УДК 624.012.45(030)

Ценное справочное пособие

МАЛЫГАНОВ А. И., ПЛЕВКОВ В. С., ПОЛИЩУК А. И.

Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий.— Томск: Изд-во Томского ун-та, 1992.— 456 с.

В связи с резким сокращением объемов капитального строительства возрастает потребность в реконструкции и перепрофилировании действующих предприятий, а из-за стремления экономить средства на профилактике и текущем ремонте повсеместно нарушаются элементарные правила эксплуатации зданий и сооружений, поэтому проблемы восстановления и усиления строительных конструкций становятся все более актуальными.

Вместе с тем строительные вузы и факультеты не занимаются целенаправленной подготовкой слушателей в данной области, высококвалифицированных специалистов явно недостаточно, а систематизи-

рованная научно-техническая и учебная литература практически отсутствует. Вот почему столь нужной и своевременной является рецензируемая книга.

Большой исследовательский труд представлен в форме атласа и изложен в шести разделах, в которые включены системное описание причин аварий и повреждений, методов проведения технических обследований, основы расчета усиления строительных конструкций, схемы испытания конструкций, а также разнообразные справочные материалы — от характеристик типовых железобетонных конструкций до старинных мер длины, объема и массы. Стержень атласа —

950 вариантов усиления железобетонных, каменных, стальных и деревянных конструкций, а также оснований и фундаментов.

К достоинствам этого поистине энциклопедического труда, библиография которого содержит 324 названия, следует отнести четкость оформления, лаконичность изложения и доступность языка. Большинство материалов представлено в виде чертежей, схем и таблиц с необходимыми пояснениями. К недостаткам монографии, легко устраняемым при последующих изданиях, можно отнести отсутствие справочных данных о типовых железобетонных конструкциях 50—60-х годов, так как именно эти конструкции чаще всего нуждаются в ремонте и усилении.

Нет сомнений, что рецензируемая книга станет настоящим справочником для инженеров и ценным пособием в учебной работе, а небольшой, к сожалению, тираж (500 экз.) быстро превратит ее в библиографическую редкость.

В. В. ГАБРУСЕНКО,
канд. техн. наук (Новосибирский инженерно-строительный ин-т)

Рефераты опубликованных статей

УДК 666.973.2

Соломатов В. И., Грдзелишвили Н. Д. Легкий бетон на вулканических шлаках Грузии со сниженным расходом бетона // Бетон и железобетон.— 1993.— № 6.— С. 6—8.

Исследовано влияние раздельной и интенсивной раздельной технологии приготовления бетонной смеси на прочность и среднюю плотность легкого бетона классов В5 и В7,5 на вулканических шлаках. Путем применения рациональных технологий приготовления, тонкомолотых наполнителей из вулканического шлака и С-3 достигнута значительная экономия цемента (20...40 %) без ухудшения основных свойств легкого бетона.— Табл. 3.— Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.012.45.046

Особенности работы в железобетоне полосовой арматуры / С. А. Фарзалиев, В. В. Курнин, Б. С. Гольдфайн, М. М. Холмянский // Бетон и железобетон.— 1993.— № 5.— С. 10—13.

Приведены результаты исследований сцепления полосовой арматуры и ее раскалывающего воздействия на бетон. Выявлена пониженная опасность раскалывания бетона при применении полосовой арматуры по сравнению с арматурой круглого сечения. Даны рекомендации по профилированию полосового проката.— Ил. 5, табл. 2.— Библиогр.: 2 назв.

УДК 666.97.033

Оехнович К. А., Сундук В. В. Средства виброформования мелкогабаритных изделий // Бетон и железобетон.— 1993.— № 5.— С. 13—15.

Предложен для внедрения параметрический ряд малогабаритных виброплощадок для формирования мелкогабаритных бетонных и железобетонных изделий с использованием навесных вибраторов общего назначения. Дано описание конструкций и техническая характеристика восьми типоразмеров виброплощадок грузоподъемностью 250...2000 кг. Изложены предпосылки установления технических и технологических параметров малогабаритных виброплощадок.— Ил. 2, табл. 2.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 666.9.046

Бубело В. В. Некоторые проблемы тепловлажностной обработки бетона // Бетон и железобетон.— 1993.— № 5.— С. 15—17

Предпринята попытка комплексного управления твердением бетона в процессе ТВО. Разработаны на единой методической основе технологии ТВО, реконструированы тепловые агрегаты и разработаны автоматизированные системы регулирования, способные на основе предложенной модели формирования нерегулярной составляющей отпускного качества, согласовать работу основных переделов по производству бетона на достижение единой целевой функции.— Ил. 2.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 69.057.7

Азуты В. П., Бойко А. А. Беспроводная транспортная линия подготовки форм // Бетон и железобетон.— 1993.— № 6.— С. 18.

Описана конструкция новой беспроводной транспортной линии на подготовительных операциях производства плит с обеспечением остановки форм на постах для выполнения технологических операций и их установки на виброплощадку.

УДК 621.039.538

Окунев Г. Н. Расчет элементов конструкций с учетом неупругих свойств бетона // Бетон и железобетон.— 1993.— № 6.— С. 21—23.

Дано обоснование взаимозависимости составляющих неупругих деформаций бетона, что позволяет существенно упростить решение нелинейного интегрального уравнения рассматриваемой задачи.— Табл. 1.— Библиогр.: 5 назв.

УДК 691.322:697.93

Орленко А. Т., Шапошникова А. В., Шушпанов В. А. Методы определения влажности заполнителей и водосодержания торкретизируемых бетонных смесей // Бетон и железобетон.— 1993.— № 5.— С. 25—26.

Приведен метод оперативного определения влагосодержания плотных заполнителей и смесей, основанный на гидростатическом взвешивании.— Ил. 3.

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

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

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

Химически стойкие «теплые» плиты

для полов сельскохозяйственных зданий

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

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

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

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

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

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

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

Сдано в набор 26.03.93. Подписано в печать 08.06.93. Формат 60×90 1/8. Печать офсетная. Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 3,92. Усл. кр.-отт. 4,92. Уч.-изд. л. 5,1. Тираж 4279. Заказ 50Г. Цена 50 р.

Адрес редакции:

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

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

Тел. 292-62-05

Набрано на ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате Министерства печати и информации Российской Федерации
142300, г. Чехов, Московской обл.
Отпечатано в Подольском филиале
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

ДЛЯ ПРЕДПРИЯТИЙ СТРОЙИНДУСТРИИ!

Ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) готов выполнить следующие работы:

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

● **передать рекомендации по дуговой резке стержневой напрягаемой арматуры с помощью новых высокопроизводительных электродов марки ОЗР-2 и обеспечить их поставку в требуемом объеме.**

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

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

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

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

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

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

ПРИГЛАШАЕМ ПОСЕТИТЬ САЛОН-МАГАЗИН НИИЖБа

Здесь развернута постоянно действующая экспозиция (выставка-продажа) новейших достижений в области строительства: образцы строительных материалов, контрольно-измерительных приборов для строительной индустрии, каталоги технологического оборудования, прогрессивные технологии производства строительных материалов и ведения строительных работ («ноу-хау»), проектно-конструкторская документация и нормативно-справочная литература.

ЭТИ РАЗРАБОТКИ ВЫПОЛНЕНЫ НИИЖБом

И МНОГИМИ ДРУГИМИ ВЕДУЩИМИ И МАЛЫМИ ФИРМАМИ.

**САЛОН-МАГАЗИН ОТКРЫТ ЕЖЕДНЕВНО, КРОМЕ
ВЫХОДНЫХ ДНЕЙ С 10 ДО 18 Ч БЕЗ ПЕРЕРЫВА
НА ОБЕД.**

**ПРИГЛАШАЕМ ЗАИНТЕРЕСОВАННЫЕ
ОРГАНИЗАЦИИ НА САМЫХ ВЫГОДНЫХ
УСЛОВИЯХ РАЗМЕСТИТЬ ОБРАЗЦЫ СВОЕЙ
ПРОДУКЦИИ НА НАШИХ РЕКЛАМНЫХ
СТЕНДАХ. ПЛОЩАДЬ ЭКСПОЗИЦИИ
РАСШИРЯЕТСЯ.**

Наш адрес: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6,
корп. 5, НИИЖБ, сектор маркетинга.
Тел.: 171-93-71, 174-82-92, 174-85-48.
Факс: 422-02-87 (ручной режим).