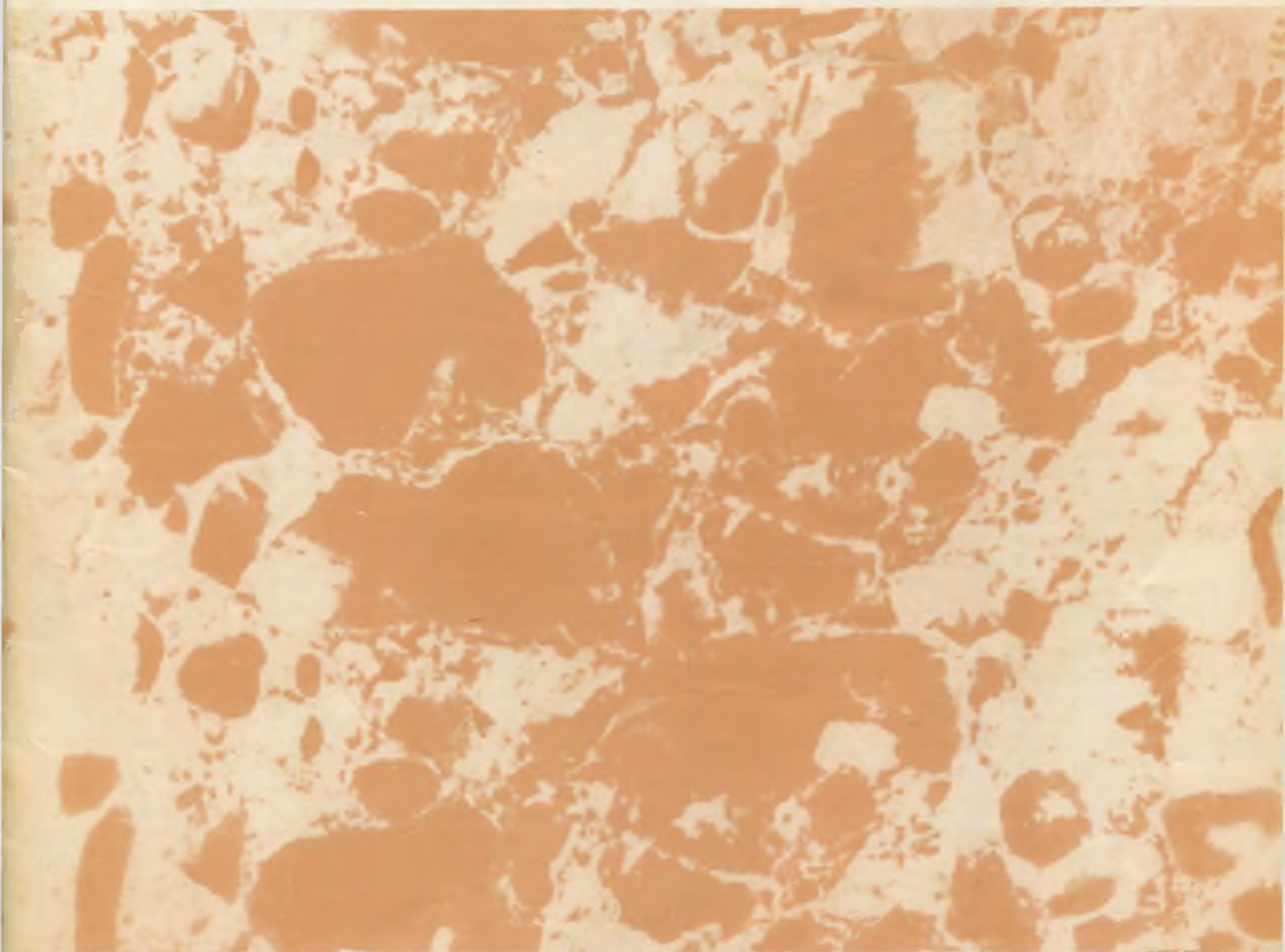


ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН 7 1990



Издания НИИЖБа в 1990—1991 гг.

СБОРНИКИ

Новые экспериментальные исследования и методы расчета железобетонных конструкций.

Расчет, конструирование и технология изготовления бетонных и железобетонных изделий (сборник молодых специалистов 1989 г.).

Исследование и применение химических добавок в бетонах.

Самонапряженные и непрерывно армированные конструкции.

Предварительно напряженные железобетонные конструкции зданий и сооружений.

Исследование ячеистых бетонов и конструкций.

Бетонные конструкции машин и оборудования.

Свойства и особенности применения в железобетоне современных видов стержневой арматуры.

Защита бетона и железобетона от коррозии.

Технология и свойства защитных П-бетонов.

Расчет, конструирование и технология изготовления бетонных и железобетонных изделий.

*Заказы на издания НИИЖБа следует направлять по адресу:
109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, ОНТИ НИИЖБ*

СОДЕРЖАНИЕ

<i>Мамедов Т. И., Волков Ю. С.</i> Реклама научно-технических достижений	2
Конструкции	
<i>Макрышев В. П., Оселедко С. А.</i> Оценка прочности сборных железобетонных конструкций при контрольных испытаниях на производстве	4
<i>Токарев М. С., Литкевич В. А., Берзин В. В.</i> Преднапряженные железобетонные плиты для безрулонных покрытий объектов типа «Мобиль»	5
<i>Габрусенко В. В., Якушин В. А., Кузнецов С. М.</i> Об экономической эффективности универсальных решетчатых балок	7
<i>Ницкий Ю. А., Глинистый Е. А.</i> Двухслойные монолитные стены жилых домов усадебного типа	9
<i>Беспяев А. А., Мартынова Н. Г., Уразиманов М. Р., Кодыш Э. Н., Лемыш Л. Л., Клебанов А. Я.</i> Прочность и жесткость узлов каркасов многоэтажных зданий при действии сейсмических нагрузок	10
<i>Спаннут Л. С., Кузин А. П., Литвиненко В. А.</i> Продольная двухконсольная ферма для одноэтажных зданий	12
Бетоны	
<i>Крылов Б. А., Рахимов А. М.</i> Совершенствование ТВО железобетонных изделий в условиях сухого жаркого климата	13
<i>Рогатин Ю. А., Батраков В. Г.</i> Оценка эффективности химических добавок по групповым коэффициентам приведения	15
<i>Гуца Ю. П., Цой С. П.</i> Прочность и деформативность изгибаемых элементов из пластифицированных бетонов при кратковременном и длительном нагружении	17
<i>Квернадзе А. М., Тогоидзе В. Н., Иваниадзе Г. Г., Далакишвили Г. Л.</i> Изучение твердения и усадки бетона в ранней стадии методом голографической интерферометрии	19
<i>Хинце Г. У., Каган М. З., Клибанов А. Л.</i> Опыт изготовления блоков тоннельной обделки по технологии ФРГ	20
Заводское производство	
<i>Ветров А. А., Ветров С. А., Митник Г. С.</i> Трехточечное опирание форм при поточно-агрегатном производстве	22
Строительное производство	
<i>Жуков С. В.</i> Конструкция наголовников, обеспечивающая повышение ударостойкости железобетонных свай	24
В помощь проектировщику	
<i>Фрайфельд Е. Б.</i> Определение площади симметричного армирования внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения	26
<i>Тетиор А. Н., Литовченко П. А.</i> Работа железобетонных фундаментов стаканного типа на раскалывание	28
Вопросы экономики	
<i>Шевелев А. П.</i> Материальное стимулирование на заводе КПД в условиях хозрасчета	31
Долговечность	
<i>Сизов В. П., Подгорнов Н. И., Башлыков Н. Ф.</i> Оценка методик проведения испытаний бетона на воздействие климатических температур	33
Теория	
<i>Лишанский Б. А., Грушко И. М., Лазуренко А. В.</i> Системно-структурный подход в бетоноведении	35
В порядке обсуждения	
<i>Горчаков Г. И.</i> Бетоноведение — проблема ресурсосбережения и качества бетона	37
<i>Лецинский М. Ю.</i> Терминология и качество бетона	39
Информация	
<i>Рябошапко Б. И.</i> Семинар об управлении качеством строительства	40
Зарубежный опыт	
<i>Леслав Брунарски, Мариан Кравчик.</i> Естественная радиоактивность строительных материалов	44



РЕКЛАМА НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИХ ДОСТИЖЕНИЙ

В сентябре текущего года намечено проведение очередной ярмарки научно-технических достижений в объединенных павильонах «Строительство» ВДНХ СССР. На прошлой годней ярмарке было представлено 15,2 тыс. наименований научно-технической продукции и услуг, т. е. почти втрое больше, чем на ярмарке 1988 г*.

В ярмарке НТД-89 приняли участие проектные, научные, внедренческие и строительные организации союзных республик, академической и вузовской науки. Впервые участвовали предприятия и организации оборонных отраслей промышленности, увеличилось представительство зарубежных фирм, число которых достигло 28.

Госстроем СССР для подготовки и проведения ярмарок, аукционов и специализированных выставок научно-технической продукции, оказания посредническо-консультационных услуг был создан специальный хозрасчетный инженерно-коммерческий центр (ИКЦ) «Интерстройпрогресс».

Во время работы ярмарки НТД-89 были проведены симпозиумы по темам: «Состояние и перспективы развития научно-технического прогресса в строительстве», «Основные направления перспективных разработок в строительном комплексе», «Хозяйственный механизм: состояние и пути совершенствования», «Применение ЭВМ в строительстве», «Организация и проблемы совместных предприятий», «Маркетинг в зарубежных странах» и др.

В качестве покупателей научно-технической продукции ярмарку посетило более 5 тысяч представителей организаций и предприятий строительных и других министерств и ведомств. Всего на ярмарке НТД-89 было заключено 4036 договоров на сумму 103 млн. р. и 700 тыс. дол., что несколько меньше, чем на ярмарке НТД-88. Наибольший объем договоров в 1989 г. оформлен организациями Госстроя СССР (1899 на сумму 34,9 млн. р.), Агропромышленного комплекса (28,5 млн. р.), Минэнерго (12,7 млн. р.) и Минтрансстроя (11,9 млн. р.). Кооперативами заключены договора на сумму 6,7 млн. р., строительными организациями РСФСР — 19,7 млн. р. и т. д.

Из 652 представленных на ярмарке НТД-89 организаций реализовали свою продукцию почти 300, а из более чем 15 тыс. разработок предметом договоров стали лишь 15% из них.

НИИЖБ на ярмарке НТД-89 представил 107 разработок, а на ярмарке НТД-88 — 184. Всего за период работы ярмарки НТД-89 институтом было оформлено 44 договора на сумму 934 тыс. р., в 1988 г. соответственно 72 договора на сумму 1940 тыс. р.

Большой интерес посетители ярмарки проявили к новым разработкам по легким бетонам, в том числе по конструк-

тивному керамзитополистиролбетону и шлакопемзобетону повышенной долговечности и прочности.

Производство шлакопемзобетона организовано на основе шлаковой пемзы Липецкого металлургического комбината. Прочность такого бетона до 70 МПа, морозостойкость — до 1500 циклов, водонепроницаемость — до 16 W.

Развитие производства шлакопемзобетона позволяет использовать металлургический шлак, снизить расход топливно-энергетических ресурсов на производство заполнителя, повысить долговечность конструкций. Экономическая эффективность от его внедрения составляет до 10 р. на 1 м³ бетона. Из шлакопемзобетона целесообразно изготавливать элементы зданий, к которым предъявляются повышенные требования по морозостойкости и водонепроницаемости: наружные стены, плиты безрулонных кровель, лотки крыш, балконные плиты, козырьки и т. д. Для районов с металлургической промышленностью эта разработка представляет особый интерес.

На ярмарке НТД-89 были представлены разработки НИИЖБа по неавтоклавному газозолобетону, керамзитогазобетону классов ВЗ...В7,5, по ячеистому бетону пониженной до 600 кг/м³ плотности. Особый интерес проявлен к неавтоклавному газозолобетону на основе золошлаковых отходов, который успешно используется в конструкциях монолитных жилых зданий.

Ярмарка НТД-89 еще раз подтвердила, что заводы ЖБИ недостаточно оснащены приборами для контроля качества продукции. Такие приборы вызвали повышенный интерес у посетителей. Например, прибор ПИН-8 для контроля усилия натяжения арматуры при изготовлении преднапряженных конструкций получил более 60 запросов, поток писем продолжает идти. Много заявок поступило на внедрение методик по неразрушающим методам контроля качества массовых железобетонных конструкций.

На этой ярмарке, по сравнению с предыдущей, острее проявились элементы конкуренции. Так, пластифицирующие добавки в бетон представили более 10 организаций, снизилась средняя стоимость заключенных договоров.

В целом можно утверждать, что, являясь активным источником информации о последних достижениях в области строительства и создавая возможности для обмена опытом, ярмарки способствуют научно-техническому прогрессу. Вместе с тем при общей положительной оценке результатов проведенных ярмарок следует отметить некоторые моменты, которые отражаются на их результативности.

Один из них — это политематичность ярмарок. На ярмарке НТД-89 было представлено более 15 тыс. разработок (по каталогу), т. е. командированный на ярмарку специалист (как правило, на 5 дней) должен был ознакомиться с 3 тыс.

* См. также: Бетон и железобетон. — 1989. — № 12. — С. 39—42.

разработок в день. Не случайно, только 15% разработок стало предметами заключения договоров. Госстрой СССР принял решение проводить тематические ярмарки по наиболее важным направлениям научно-технического прогресса в строительстве.

Примером такой ярмарки может служить европейская ярмарка «Мир бетона», которая состоялась 8—11 ноября 1989 г. в Барселоне, или американская ярмарка «Мир бетона», 20—23 января 1990 г. в Хьюстоне.

Ярмарке должны предшествовать обширная информационно-рекламная компания на страницах научно-технических журналов. 5 тыс. посетителей на 50 дней работы ярмарки НТД-89 — это довольно скромная цифра. Более того, большинство специалистов, которые посетили ярмарку, не были уполномочены заключать сделки на месте.

Каталог ярмарки с предметным указателем и адресами разработчиков должен издаваться задолго до ее открытия. Предметный указатель должен быть введен в ЭВМ, чтобы посетитель мог оперативно получить распечатку по интересующей его разработке.

Очень важна оценка уровня экспонатов, представленных на ярмарках по сравнению с мировым. Для многих специалистов такая оценка затруднена, поскольку систематическая сопоставительная работа у нас не ведется. В лучшем положении находятся специалисты, более или менее регулярно участвующие в работе международных организаций. Однако в основном они лишены возможности следить за зарубежной научно-технической периодикой, так как ЦНТБ по строительству получает иностранные журналы лишь в одном экземпляре.

Вместе с тем важным информационным источником о новейших разработках являются труды международных конференций, участие в их работе, а также в зарубежных строительных ярмарках. На сегодняшний день участие в них наших специалистов минимально. Незначителен и приток информации, что не способствует правильной оценке уровня разработок.

Слово «ярмарка» ассоциируется у многих с праздником, а праздник не может длиться долго. Прошедшие ярмарки были растянуты во времени. Анализ плана проведения зарубежных ярмарок показывает, что в подавляющем большинстве случаев они проводятся, как правило, в течение 6...8, максимум 11...12 дней.

Ярмарки целесообразно проводить в мае-июне, когда формируется портфель договоров на будущий год. Можно утверждать, что деловая активность весенней ярмарки будет выше.

Одной из целей ярмарки является реклама научно-технических достижений, на основании которой принимаются решения о заключении договоров. В условиях хозрасчета, когда научная продукция становится товаром, необходима эффективная и действенная реклама этого товара не только на ярмарке. Зарубежные научно-технические журналы почти на треть состоят из рекламы различных разработок и услуг. Отечественные журналы мало публикуют рекламного материала. (Для сравнения: журнал США «Интерстройиндустрия» в каждом номере публикует рекламу 150...200 разработок, журнал «Бетон и железобетон» — 5...6). И это при том, что строительных журналов в США издается примерно в 8...10 раз больше, чем в СССР.

Недостаток рекламы должны восполнять сборники НТД, издаваемые ВНИИНТПИ 8 раз в год. Но они публикуют рекламу в строго формализованном виде по форме паспортов научно-технических достижений, требующих заполнения по графам «описание», «область применения» и т. д. При этом необходимо дать ссылки на авторские свидетельства, научно-экономические показатели по сравнению с аналогом, указать и подтвердить факт внедрения до публикации паспорта и т. д. Если бы на страницах зарубежных журналов или, например, в американском каталоге «СВИТС» реклама подавалась бы в подобном виде, думается, тираж их намного бы сократился.

Паспорта НТД издаются уже много лет, но до сих пор нет анализа действенности подобной формы рекламы. Мировая практика показывает, что рекламу следует представлять в свободном виде с привлечением специалистов, художников-дизайнеров и т. д. На такой вид рекламы и необходимо ориентировать работу соответствующих подразделений ВНИИНТПИ.

Помимо паспортов НТД, многие органы технической информации при министерствах издают различные информационные листки, письма рекламного характера. На прошедших ярмарках было много такой рекламы, зачастую весьма невыразительной по полиграфическому исполнению.

Концентрация информации о передовом опыте в журналах с передачей им лимитов на бумагу за счет ликвидации мелких изданий, включая издание паспортов НТД, насыщенные технических журналов коммерческой информацией явились бы важным стимулом в применении новых решений в условиях хозрасчета.

Т. И. МАМЕДОВ, Ю. С. ВОЛКОВ
кандидаты техн. наук
(НИИЖБ)

Купим!

Трест № 15 Главбашнефтегазстроя купит
или разместит заказ на изготовление
15 молотков Кашкарова и 15 молотков Физделя
для определения прочности бетона.

*Обращаться по адресу:
614600, Пермь, ГСП, ул. Советская, 104*

Оценка прочности сборных железобетонных конструкций при контрольных испытаниях на производстве

При оценке качества сборных железобетонных конструкций одним из основных показателей является прочность. Для проверки прочности конструкций в рабочих чертежах приведены контрольные разрушающие нагрузки с указанием соответствующего им вида разрушения и допускаемого отклонения разрушающей нагрузки от контрольной.

В соответствии с требованием ГОСТ 8829—85 контрольную нагрузку по проверке прочности, включая нагрузку от собственной массы конструкции, принимают равной нагрузке, вызывающей в основных сечениях конструкции усилия, равные максимальным расчетным нагрузкам, умноженным на коэффициент S . В зависимости от характера разрушения и характеристики конструкции $S=1,25...1,8$.

Для изгибаемых преднапряженных конструкций (балки, плиты, панели перекрытий) наиболее широко применяется горячекатаная арматура классов А-IV, А-V и А-VI или термически упрочненная тех же классов. При проектировании конструкций, армированных высокопрочной арматурой, в расчетах прочности сечений R_s следует умножать на коэффициент γ_{s6} , учитывающий работу арматуры при напряжениях выше условного предела текучести $\sigma_{0,2}$. СНиП 2.03.01—84 при расчете прочности железобетонных элементов, армированных высокопрочной арматурой, рекомендует формулу

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta,$$

где $\eta=1,2$ для арматуры класса А-IV, $\eta=1,15$ для А-V и $\eta=1,1$ для А-VI.

Анализ формулы (1) показал, что только при $2\xi > \xi_R$ $\gamma_{s6} < \eta$. Поэтому для изгибаемых элементов, имеющих развитую верхнюю полку (балки, плиты, панели) и небольшую относительную высоту сжатой зоны, $\gamma_{s6} = \eta$.

Для сравнительного анализа в табл. 1 приведены отношения нормативного сопротивления и временного сопротивления разрыву стержневой арматуры к ее расчетному сопротивлению с учетом $\gamma_{s6} = \eta$.

Таблица 1

Класс арматуры	$\frac{R_{sn}}{\gamma_{s6} R_s}$	$\frac{\sigma_u}{\gamma_{s6} R_s}$
А-IV (Ат-IV)	0,96	1,44
А-V (Ат-IV)	1,01	1,25
А-VI (Ат-IV)	1,10	1,31

В этом случае при проверке прочности изгибаемых элементов заметного запаса прочности конструкции при испытании ожидать не следует, поскольку расчетное сопротивление арматуры $\gamma_{s6} R_s$ незначительно отличается от нормативного R_{sn} и находится в пределах (1,25...1,44) σ_u для стержневой арматуры классов А-IV...А-VI.

В преднапряженных изгибаемых элементах с оптимальным армированием после образования трещин резко возрастают прогибы и наступает стадия разрушения.

При проектировании изгибаемых конструкций после расчета по прочности и определения площади растянутой продольной арматуры, зная рас-

четную нагрузку, назначают контрольную разрушающую нагрузку, используя значения S в зависимости от характера разрушения конструкций при испытании нагружением.

Специальных расчетов по определению контрольных разрушающих нагрузок при этом не производят, да и нормы проектирования этого не требуют. Поэтому во многих случаях изделия и конструкции, запроектированные с оптимальной материалоемкостью, при удовлетворении требованиям ГОСТ 8829—85 по трещиностойкости и жесткости не удовлетворяют требованиям по прочности.

В качестве примера рассмотрим результаты испытания железобетонных преднапряженных ребристых плит покрытий 2ПГ-4 Ат-V типовой серии 1.865.1-4/84, разработанной ГипроНИИ-сельхозом. Плиты имеют номинальную ширину 1500 мм и предназначены для покрытий сельскохозяйственных зданий с шагом несущих конструкций 6 м в районах с расчетной сейсмичностью 7...8 баллов. Напрягаемая арматура расположена в продольных ребрах высотой 250 мм. Плиты запроектированы в соответствии с действующими нормами.

При отборе конструкций для испытаний особое внимание обращали на их соответствие требованиям проекта по армированию, величине преднапряжения, толщине защитного слоя рабочей арматуры, геометрическим размерам и прочности бетона (табл. 2).

Плиты испытывали в соответствии с требованиями ГОСТ 8829—85 в рабочем положении на специальном стенде при положительной температуре воздуха. За основу приняли контрольные данные для испытания конструкций через 28 сут после изготовления с незначительной интерполяцией на промежуточный возраст бетона.

Вертикальную нагрузку на плиту создавали штучными грузами (бетонными кубами), массу которых определяли взвешиванием динамометром с погрешностью 0,1 кг.

Таблица 2

Образец	Масса плиты, кг/м ²	Полезная нагрузка, кПа		Прочность бетона, МПа		Армирование продольных ребер	Контролируемое пред. напряжение, МПа	h ₀ , мм
		нормативная	расчетная	при обжатии	при испытании			
П-1, П-2	150/137	2,9	4,4	21/20,9	30/30,7	1Ø12 Ат-V	650/670	224/225 224/222

Примечания: 1. Перед чертой — по проекту, после черты — фактически. 2. Над чертой — П-1, под чертой П-2.

Таблица 3

Образец	τ , сут	$a_{срс}^k$, мм	$a_{срс}^{\phi}$, мм	$a_{норм}^{пол}$, кПа	f_k , мм	f_u , мм	$a_{разр}^{\phi}$, кПа	C
П-1	30	0,1	—	3,19	15,5	6,6	5,91	1,23
П-2	31	0,1	—	3,19	15,5	6,7	5,83	1,20

Примечание. Категория по трещиностойкости — III.

Таблица 4

Образец	Арматурная сталь, МПа		$M_{разр}^T$, кН·м	$M_{разр}^{оп}$, кН·м	$\frac{M_{разр}^{оп} - M_{разр}^T}{M_{разр}^T} \cdot 100\%$
	$\sigma_{0,2}$	σ_u			
П-1, П-2	850	1040	4,26	47,2/46,0	11,5/8,5

Примечание. Перед чертой — П-1, после черты — П-2.

Плиты нагружали долями нагрузки, составляющей примерно 20% контрольной при проверке жесткости. При этом контролировали показатели, необходимые для оценки прочности, жесткости и трещиностойкости — нагрузки, вызывающие контролируемое предельное состояние, прогибы плит и ширину раскрытия трещин (табл. 3).

Плиты 2ПГ-4 Ат-V при удовлетворительных результатах по жесткости и трещиностойкости не удовлетворяли требованиям ГОСТ 8829—85 по прочности. Разрушение обеих плит наступило вследствие текучести стали продольной рабочей арматуры в нормальных сечениях. В соответствии с требованием ГОСТ 8829—85 для такого характера разрушения конструкций при их армировании арматурой класса Ат-V $C \geq 1,4$.

Для анализа результатов эксперимента определили фактические механические характеристики напрягаемой арматуры и сопоставили опытные и рассчитанные моменты по прочности (табл. 4). Механические характеристики арматуры были получены при испытании на растяжение отдельных стержней, вырезанных из плит после разрушения.

Опытные и расчетные моменты по прочности хорошо совпадают, что подтверждает достоверность эксперимента.

Анализ результатов испытаний плит 2ПГ-4 Ат-V показал, что при их проектировании не определяли теоретическую разрушающую нагрузку, поэтому величины контрольных нагрузок для оценки прочности плит оказались не увязанными с требованиями ГОСТ 8829—85.

Выводы

Для конструкций, испытываемых нагружением, при назначении контрольных нагрузок по проверке прочности в необходимых случаях следует устанавливать теоретические разрушающие нагрузки.

После определения теоретических разрушающих нагрузок окончательные значения контрольных нагрузок следует увязывать с требованиями ГОСТ 8829—85.

УДК 624.073.7

М. С. ТОКАРЕВ, канд. техн. наук, В. А. ЛИТКЕВИЧ, инж.
(Харьковский инженерно-строительный ин-т);
В. В. БЕРЗИН, инж. (Харьковский э-д ЖБИиК)

Преднапряженные железобетонные плиты для безрулонных покрытий объектов типа «Мобиль»

Для устройства безрулонных покрытий жилых домов серии 182 «Мобиль» в КиевЗНИИЭПе разработаны типовые ребристые плиты, армированные сварными каркасами и сетками, марок К-1 и К-2, размером 549×178×35 см с толщиной полки 6 см (рис. 1). Бетон обычный, тяжелый класса В25, марок W6 и F75. Лицевую поверхность готовых плит обрабатывали в заводских условиях водоотталкивающим и светопоглощающим составами. Типовые плиты изготовляли в кассетах сложной и металлоемкой конструкции. Наличие продольных и поперечных ребер с нижней (потолочной) стороны, корытообразный профиль верхней (лицевой) стороны и тонкая полка между ребрами (60 мм) значительно затрудняют

процесс бетонирования плит в кассетах.

Харьковским инженерно-строительным институтом разработаны плиты покрытия марок К-1а и К-2а размером 549×178×18 см с толщиной полки 6 см. В отличие от типовых, предлагаемые плиты преднапряженные, без продольных и поперечных ребер с нижней стороны, а их высота уменьшена на 17 см (рис. 2).

На рис. 3 показаны плиты покрытия К-1а и К-2а в нерабочем положении, выпускаемые Харьковским заводом

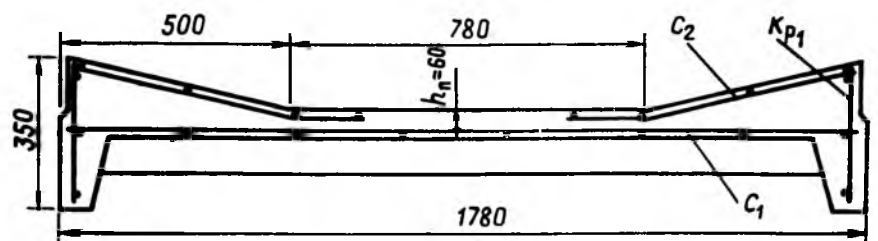


Рис. 1. Типовые плиты, разработанные КиевЗНИИЭПом

Вологодская областная универсальная научная библиотека

Таблица 1

Показатель	КиевЗНИИЭП	ХИСИ	Экономия
Расход бетона, м ³	1,25/1,29 ¹	0,91/0,95 ²	$\frac{0,34}{27,20}$ / $\frac{0,34^2}{26,40}$
Расход металла, кг	88,75/96,6	59,83/68,64	$\frac{28,92}{32,60}$ / $\frac{27,96}{29,00}$
Себестоимость одного изделия, р.	79,15/83,62	58,51/63,17 ³	$\frac{20,64}{26,00}$ / $\frac{20,45}{24,50}$

Примечания: 1. Перед чертой — К-1, после черты — К-2. 2. Перед чертой — К-1а, после черты — К-2а. 3. — Над чертой — в натуральных показателях, под чертой — %.

ЖБИИК. Панели рассчитывали по СНиП 2.03.01—84. Проектные расчетные нагрузки с учетом массы плиты составляют 4,22. Контрольные нагрузки по жесткости — 1,14, разрушающая — 2,46 кПа. Конструкции предъявлены требования I категории трещиностойкости. Класс бетона, нагрузки и все другие расчетные условия и требования приняты по типовому проекту КиевЗНИИЭПа.

Напрягаемая арматура 2Ø14 Ат-У размещена в 100 мм от продольных краев плиты ($\sigma_{ср} = 540$ МПа). Полки плит армированы сварными сетками из проволоки Ø4 Вр-1, расположенными у потолочной и лицевой стороны. Защитный слой для напрягаемой арматуры — 20, для сварных сеток — 15 мм.

Таблица 2

Марка плиты	R_0 , МПа	R_p , МПа	$\sigma_{ср}$, МПа	δ_s , %	δ_p , %
К-1а	19,6	23,0	981	9,3	3,5
К-1а	20,6	23,7	1030	8,6	2,5
К-1а	17,8	21,8	1110	8,6	2,5
К-1а	18,8	21,2	981	8,6	3,5
К-1а	19,2	22,5	1000	8,6	3,5
К-2а	23,4	31,4	1100	8,6	3,0
К-2а	21,6	29,5	1079	8,6	3,3
К-2а	24,5	31,9	1124	8,6	3,0

Плиты К-1а и К-2а изготавливали в нерабочем (перевернутом) положении в стальных формах простой конструкции, масса которых почти в два раза меньше массы касет. После распалубки готовые плиты с помощью кантователя поворачивали на 180° в

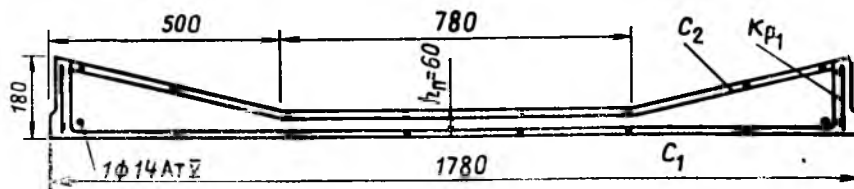


Рис. 2. Плиты покрытий, разработанные ХИСИ

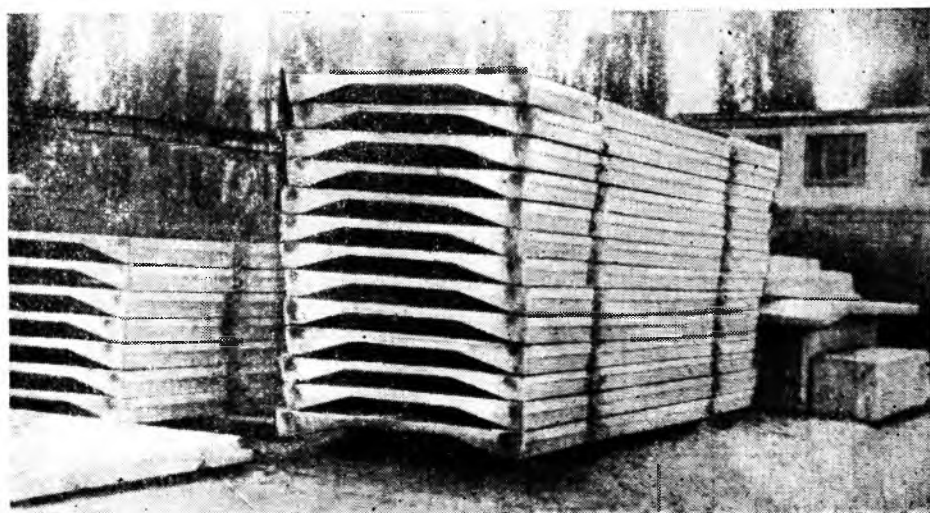


Рис. 3. Штабеля готовых плит в нерабочем положении

рабочее положение и в таком виде отгружали потребителю. Технико-экономические показатели типовых и предлагаемых плит приведены в табл. 1.

Данные табл. 1 свидетельствуют о том, что при внедрении предлагаемых плит покрытия достигаются по сравнению с типовыми экономия бетона в среднем на 27%, металла — на 30,8% и снижение их себестоимости на 25%.

Для экспериментальной проверки прочности, жесткости и трещиностойкости на Харьковском заводе ЖБИИК изготовили пять плит К-1а и три плиты К-2а из обычного тяжелого бетона класса В25, напрягаемая и ненапрягаемая арматура соответствовала проекту. Опытные плиты выпускали в общем технологическом потоке с использованием существующего оборудования, а их термообработку осуществляли в безнапорных пропарочных камерах ямного типа.

Стержни на упоры форм натягивали электротермическим методом, величину преднапряжения каждого стержня перед бетонированием измеряли прибором ИНА-3. Сварные сетки и каркасы производили на сварочных машинах.

Для контроля прочности бетона отобрали шесть образцов-кубов, три из них испытали перед передачей преднапряжения арматуры на бетон, остальные — в момент испытания плит.

Механические свойства напрягаемой арматуры определяли испытанием образцов-близнецов на растяжение отображенных после электронагрева стержней, а ненапрягаемой — образцов в состоянии поставки (табл. 2).

Кратковременные статические испытания всех опытных плит проводили нагружением на временном испытательном стенде согласно ГОСТ 8829—85.

Каждую плиту нагружали ступенями, причем на первых двух использовали песок (до заполнения корытообразного сечения верхней части плиты), а затем штучные грузы массой по 28 кг. Грузы по длине конструкции размещали так, чтобы опытные изгибающие моменты на каждой ступени соответствовали (или были близки) моментам проектных равномерно распределенных нагрузок.

Прогибы и осадки опор измеряли прогибомерами 6ПА0, установленными на каждом продольном ребре по середине пролета и на опорах. За появлением и развитием трещин вели визуальное наблюдение, а ширину их раскрытия фиксировали с помощью микроскопа МПБ-6. Первые волосные

Марка изделия	h , см	h_f , см	T , сут	$\sigma_{оп}$ σ_{sp} , МПа	$q_{оп}$ с. в. кПа	$q_{оп}$ ж. кПа	$q_{оп}$ т. р. кПа	$q_{оп}$ разр. кПа	f_k , мм	$f_{изм}$, мм	$q_{теор}$ т. р. кПа	$\frac{q_{оп}}{q_{к.ж}}$	$\frac{q_{оп}}{q_{т.р}}$	$\frac{q_{оп}}{q_{т.р}}$ разр	$\frac{q_{оп}}{q_{расч}}$ разр
K-1a	19,5	7,5	10	559	2,70 ¹	1,73 ¹	3,55 ¹	4,31	2,0	1,02	9,16	1,52 ¹	1,74 ²	0,76 ²	1,66 ²
K-1a	18,0	6,0	9	574	2,30	1,32	2,81	5,28	2,0	1,64	8,19	1,16	1,42	0,93	1,80
K-1a	18,0	6,0	8	559	2,30	1,44	3,56	5,28	2,0	1,52	8,09	1,26	1,43	0,94	1,80
K-1a	17,5	5,5	4	540	2,20	1,21	2,95	5,28	2,0	1,82	7,73	1,06	1,43	0,96	1,77
K-1a	18,0	6,0	3	569	2,30	1,61	2,82	5,28	2,0	1,26	7,80	1,41	1,42	0,97	1,80
K-2a	18,0	6,0	17	574	2,40	1,61	3,81	6,11	2,0	1,62	9,27	1,41	1,72	0,92	2,00
K-2a	18,5	6,5	28	540	2,52	1,26	3,56	6,11	2,0	1,82	9,06	1,10	1,69	0,95	2,04
K-2a	18,0	6,0	126	589	2,40	1,37	2,31	6,11	2,0	1,44	9,44	1,20	1,31	0,90	2,00

Примечания. 1. Без учета массы плиты. 2. С учетом массы плиты.

нормальные трещины ($a_r=0,01...0,02$ мм), как правило, появлялись по середине пролета продольных ребер в пределах защитного слоя при нагрузках, существенно превышающих контрольные по жесткости и трещиностойкости.

При дальнейшем нагружении плит число и ширина раскрытия трещин увеличивались. Трещины, как правило, концентрировались в средней трети пролета. Появления наклонных трещин, а также трещин в сжатой зоне ребер

не отмечалось до исчерпания несущей способности опытных плит (табл. 3). В результате установлено, что все плиты покрытия K-1a и K-2a по прочности, жесткости, трещиностойкости не только удовлетворяют требованиям проекта и ГОСТ 8829—85, но и обладают некоторым запасом.

Внедрение предлагаемых плит покрытия на объектах серии 182 «Мобиль» вместо типовых K-1 и K-2 согласовано с КиевЗНИИЭПом.

Выводы

Преднапряженные плиты для безрулонных покрытий объектов серии «Мобиль», разработанные ХИСИ, по прочности, жесткости и трещиностойкости удовлетворяют всем нормативным требованиям.

По сравнению с типовыми предлагаемые плиты более технологичны и экономичны, экономия бетона составляет 27%, металла — 30,8%, их себестоимость снижена на 25%.

УДК 691-422.2.003.13

В. В. ГАБРУСЕНКО, канд. техн. наук (Новосибирский инженерно-строительный ин-т);
В. А. ЯКУШИН, канд. техн. наук (НИИЖБ); С. М. КУЗНЕЦОВ, инж.
(Новосибирский ин-т инженеров железнодорожного транспорта)

Об экономической эффективности универсальных решетчатых балок

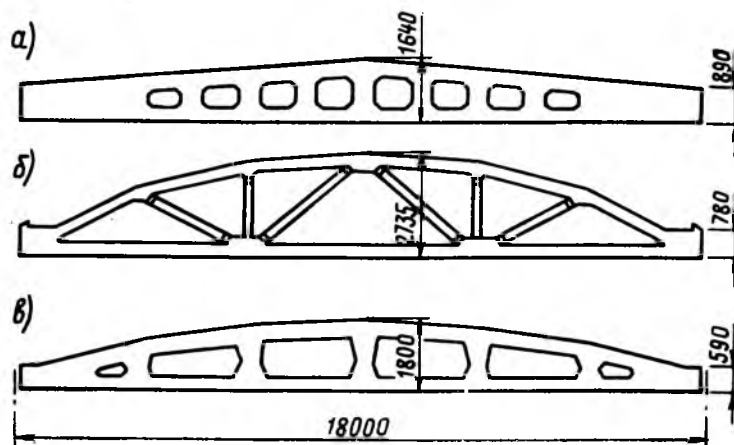
Двойная номенклатура типовых железобетонных стропильных конструкций пролетом 18 м (балок и ферм) вынуждает заводы сборного железобетона содержать два технологических участка, каждый со своим оборудованием и парком форм. В условиях дефицита производственных мощностей целесообразно разработать универсальную конструкцию, обладающую меньшими габаритами, чем фермы, и более высокой несущей способностью, чем балки [1].

Основой для такой конструкции могут служить арочные решетчатые балки [2], в которых по сравнению с типовыми двускатными решетчатыми балками более рационально распределяются внутренние усилия, что позволяет экономить материалы, и отсутствует жестко заданный уклон верхнего пояса, что позволяет свободно варьировать высоту в середине пролета.

Как показали расчеты, для восприятия самых массовых нагрузок (до

9,5 кПа при шаге 6 м и до 7 кПа при шаге 12 м) достаточно ограничить высоту арочных балок в коньке 1800 мм вместо 1640 мм у двускатных балок и 2735 мм у сегментных ферм (см. ри-

сунк). Балки с такой высотой, армированные стержнями класса А-IIIв, экономичнее типовых по расходу бетона на 32%, арматурной стали на 28...33%, но уступают сегментным



Типы стропильных конструкций пролетом 18 м

а — двускатные решетчатые балки; б — сегментные фермы; в — универсальные решетчатые балки

Таблица 1

Условная расчетная нагрузка, кПа	Объем бетона, м ³	Класс бетона	Расход стали, кг	Производственная себестоимость, р.	Себестоимость «в деле», р.	Приведенные затраты, р.
6,5	4,84	30	745	418	861	2094
	3,30	27,5	504	285	591	1695
7,5	4,84	30	835	437	899	2148
	3,30	27,5	557	246	609	1725
8,5	4,84	40	892	478	974	2271
	3,30	30	640	322	657	1798
9,5	4,84	40	1004	501	1015	2337
	3,30	35	687	340	690	1849

Примечания: 1. Для конструкций с шагом 6 м. 2. Над чертой — для двускатных решетчатых балок серии 1.462.1-3/80, под чертой — для универсальных решетчатых балок.

Таблица 2

Условная расчетная нагрузка, кПа	Объем бетона, м ³	Класс бетона	Расход стали, кг	Производственная себестоимость, р.	Себестоимость «в деле», р.	Приведенные затраты, р.
4,75	3,75	30	585	386	780	3430
	4,20	27,5	752	375	776	2737
5,5	3,75	40	649	428	855	3552
	4,20	30	879	413	842	2839
6,5	3,75	45	767	487	962	3714
	4,20	35	997	447	905	2937
7,0	3,75	45	889	515	1013	3794
	4,20	40	1049	466	939	2999

Примечания: 1. Для конструкций с шагом 12 м. 2. Над чертой — для сегментных ферм серии ПК 01-129/78, под чертой — для универсальных решетчатых балок.

фермам* соответственно на 12 и 18...35%. Если учесть, что фермы составляют не более 30% общего количества стропильных конструкций пролетом 18 м, а балки не менее 70%, то замена типовых балок и ферм универсальными балками позволит экономить на одном изделии 0,94 м³ бетона и в среднем 116 кг стали.

Однако сравнение расхода материалов не дает полного представления о технико-экономических показателях, в которые входят также затраты на транспортирование и монтаж, техническое обслуживание и ремонт конструкций в процессе эксплуатации, отопление и вентиляцию зданий и др. В связи с этим эффективность новой конструкции была оценена по приведенным затратам. В основу программы расчета TEPS [3] были положены действующие нормативные документы: «Рекомендации по определению расчетной стоимости и трудоемкости изготовления сборных железобетонных конструкций на стадии проектирования» (М., 1987), СНиП IV-4-82, СНиП IV-5-82 и «Руководство по определению экономической эффективности повышения качества и долговечности строительных конструкций» (М., 1981).

Расчеты проводили для условного

здания размером в плане (18×4)××144 м и высотой до низа стропильных конструкций 10,8 м; срок службы здания 50 лет, район строительства VIII, диапазон расчетных зимних температур —30... —40°С.

Полученные результаты показывают,

что по приведенным затратам универсальные решетчатые балки намного экономичнее типовых конструкций. Если по сравнению с двускатными балками эффект достигается, главным образом, за счет экономии материалов (табл. 1), то по сравнению с фермами — за счет уменьшения объема зданий и связанного с этим снижения затрат на отопление и вентиляцию (табл. 2).

Выводы

Увеличение высоты арочных решетчатых балок до 1800 мм позволяет повысить их несущую способность, заменить фермы в основном диапазоне нагрузок и сократить номенклатуру выпускаемой продукции.

Универсальные решетчатые балки по расходу материалов намного экономичнее типовых двускатных балок, а с учетом эксплуатационных затрат и типовых ферм.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Габрусенко В. В., Якушин В. А. Перспективы развития конструктивных решений стропильных балок//Материалы ежегодной сессии НК СССР ФИП. — Ереван: «Айастан», 1988. — С. 18—19.
2. Арочные решетчатые балки пролетом 18 м/ В. В. Габрусенко, Л. Д. Гришанов, В. А. Якушин и др.//Бетон и железобетон. — 1985. — № 12. — С. 16—17.
3. Кузнецов С. М. Автоматизация расчета технико-экономических показателей сборных железобетонных конструкций при неполных данных. — Новосибирск, 1988. — 4 с. — (Информ. листок/Новосиб. межотр. террит. центр: № 420-88).

ВНИМАНИЮ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ И СПЕЦИАЛИСТОВ!

В Бухаресте создана Ассоциация инженеров-строителей Румынии, желающая, в частности, широко развивать сотрудничество с зарубежными специалистами и организациями строительного профиля.

Согласно своему уставу, Ассоциация принимает в качестве почетных членов зарубежных специалистов и организаций, содействующих ее деятельности дарениями, субсидиями или оплатой взносов, и оформляет им дипломы, свидетельствующие об этом качестве.

Ассоциация призывает правительственные и неправительственные организации предлагать стипендии для специализации молодых румынских инженеров-строителей, которые будут отобраны на конкурсной основе.

За дополнительной информацией и с предложениями обращаться по адресу: Ассоциация инженеров-строителей Румынии, шоссе Пантелимон, 266, сектор 2, 79641, Бухарест, Румыния. Тел. 27.40.85, телекс 10248 CERCO R, вице-председатель д-р инж. Эдуард Иоан Феличиан Ханн

* Безраскосные фермы не рассматривались, как менее экономичные по расходу материалов.

Двухслойные монолитные стены жилых домов усадебного типа

Наращивание объемов сельского жилищного строительства в БССР может быть обеспечено приоритетным развитием монолитного домостроения. В текущей пятилетке в сельской местности республики будет введено в эксплуатацию 610 тыс. м² общей площади жилых домов из монолитного бетона (12,8% жилых домов, возводимых подрядным способом).

В дальнейшем индустриальное монолитное домостроение станет одним из основных видов малоэтажного сельского строительства. В тринадцатой и четырнадцатой пятилетках предполагается построить монолитных усадебных домов общей площадью 1350 и 1800 тыс. м².

Анализ результатов строительства из монолитного керамзитобетона в БССР свидетельствует о наличии значительных резервов снижения стоимости зданий, сокращения трудозатрат и материальных ресурсов. Кроме того, резкое увеличение объемов строительства связано с обеспечением сырья для возведения домов из керамзитобетона. Необходимо внедрять в проектирование экономическую оптимизацию термических характеристик ограждающих конструкций, заключающуюся в обеспечении минимальных материальных и технологических затрат на возведение и эксплуатацию наружных ограждений, стоимость которых в структуре сметной стоимости строительства усадебных домов составляет 30...35%.

Совершенствование ограждающих конструкций предполагает существенное повышение термического сопротивления конструкций наружных ограждений и увеличение термической однородности. Эффективным является применение теплоизоляционных материалов, из которых наиболее распространен пенополистирол (теплопроводность в сухом состоянии 0,038...0,04 Вт/(м·°С), плотность 20...40 кг/м³).

Прототипом для монолитных трехслойных стен сельского дома стали трехслойные стеновые панели для крупнопанельного домостроения с некоторыми конструктивными изменениями (уменьшение количества арматуры,

снижение класса бетона). Анализом конструктивных решений таких домов, построенных в Оренбургской области, БССР и ЛитССР установлено, что не удалось достигнуть проектного положения теплоизоляционного материала, связанного с образованием теплопроводных включений. Существующие гибкие связи не универсальны, поскольку их конструкция зависит от типа стены и технологии возведения. Необходимая антикоррозионная защита усложняет технологический процесс и часто оказывается малоэффективной, кроме того, снижается сопротивление теплопередаче стены в зависимости от конструктивного исполнения самой связи и вида применяемого бетона до 26%.

Для обеспечения совместной работы отдельных слоев конструкции и защитного слоя, эффективного утеплителя и несущего бетонного слоя решили отказаться от традиционных решений (устройство гибких связей, предварительное нанесение на утеплитель специальных подслоев) и предложили конструкции монолитной стены усадебного дома, в которой сам эффективный утеплитель (пенополистирол) выполняет функцию гибкой связи.

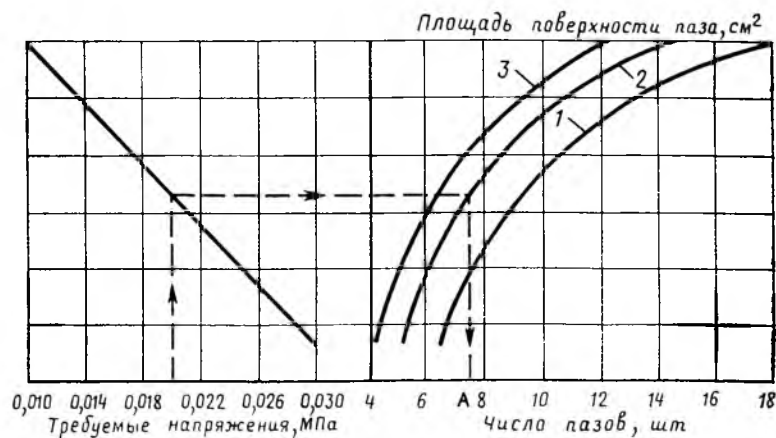
Для разработки такой конструкции двухслойной монолитной стены изучили ее напряженно-деформированное состояние от действия статических

(масса перекрытия, кровли, снега) и циклических (ветровая и температурная) нагрузок.

Поскольку разработка методики расчета на базе точного аналитического решения сопряжена со значительными трудностями (неоднородность и анизотропия свойств материалов, длительность приложения нагрузки, неравномерность сечения отдельных слоев стены и т. д.), расчет выполняли с использованием численных методов теории упругости и строительной механики.

Двухслойную стену с несущим бетонным слоем, пенополистирольным утеплителем и полимерцементной штукатуркой рассчитали по программе, составленной на алгоритмическом языке ПЛ-1 для ЭВМ ЕС-1022, позволяющей определить напряженно-деформированное состояние (в рамках плоской задачи теории упругости) элементов и узлов конструкций, выполненных из неоднородных анизотропных материалов.

В основу программы положен метод конечных элементов, благодаря чему можно достаточно точно воспроизвести в расчетной схеме стены действительные упругие характеристики всех используемых материалов и получить реальную картину напряженно-деформированного состояния конструкции. На печать после окончания вычислений



Нограмма для определения числа пазов
1 — 2000; 2 — 2500; 3 — 3000 см²; А — ответ

поступали значения нормальных и касательных напряжений, горизонтальные и вертикальные перемещения точек сечения стены.

Одновременно испытывали опытные образцы на адгезионную прочность соединения пенополистирола с бетоном при сдвиге по сжатой схеме и растяжении (отрыве) по методике ЦНИИСКа [1, 2].

В результате расчетов на ЭВМ и анализа экспериментальных значений напряжений установлено, что программа, используемая для расчета двухслойной конструкции монолитной стены, достаточно точно описывает действительное напряженно-деформированное состояние конструкции. Величину конечного элемента пенополистирола, при которой возникающие в нем на-

пряжения соответствуют напряжениям на контактном слое бетона с пенополистиролом, следует принимать толщиной 1 мм на всю высоту рассчитываемой конструкции. При развитии поверхности пенополистирола благодаря устройству пазов для снижения напряжений, возникающих на контактном слое бетона и пенополистирола, их влияние на глубину конечных элементов рекомендуется ограничивать величиной, равной глубине самого паза, пропорционально отнесенной на обе стороны контактирующих поверхностей. Необходимость развитости поверхности пенополистирола (наличие пазов), равномерно распределенных по пенополистирольному блоку, для получения напряжений на контактном слое бетона с пенополистиролом, требуемого значения, пред-

ставлена на номограмме (см. рисунок).

Новая конструкция стен позволяет снизить себестоимость их возведения на 12%, расход цемента сокращается на 45%, приведенные затраты в сравнении со стенами трехслойной конструкции уменьшаются на 20%.

Отсутствие в предложенной конструкции монолитных стен металла позволяет применить комплексную механизацию при возведении жилых домов усадебного типа.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по технологии изготовления слоистых ограждающих конструкций с применением вспененных пластмасс. — М.: ЦНИИСК. — 1984. — 105 с.
2. Руководство по изготовлению слоистых панелей с применением заливочных пенопластов. — М.: Стройиздат. — 1977. — 64 с.

УДК 69.057.12-122:624.042.7

А. А. БЕСПАЕВ, канд. техн. наук (КазпромстройНИИпроект);
Н. Г. МАРТЫНОВА, М. Р. УРАЗИМАНОВ, кандидаты техн. наук
(Алма-Атинский архитектурно-строительный ин-т);
Э. Н. КОДЫШ, Л. Л. ЛЕМЫШ, кандидаты техн. наук,
А. Я. КЛЕБАНОВ, инж. (ЦНИИпромзданий)

Прочность и жесткость узлов каркасов многоэтажных зданий при действии сейсмических нагрузок

Для изучения особенностей поведения жесткого узла каркаса межвидового применения* при сейсмических воздействиях выполнены экспериментальные исследования их работы при знакопеременном динамическом нагружении.

Данное решение (рис. 1) представляет собой жесткий узел со скрытой консолью, на которую тавровый ригель опирается и приваривается выступом. Верхнюю продольную арматуру ригелей соединяют ванной сваркой с арматурными выпусками из колонны, а полки ригеля сваривают прочными и жесткими пластинами с консолью колонны. Замоноличивание зоны узлов производят мелкозернистым бетоном через вертикальные отверстия в ригелях.

Опытные образцы крестообразной формы натуральных размеров включали по два образца с одиночной (3Ø40 А-III) и спаренной (6Ø36 А-III) опорной арматурой. Ригели армировали прост-

ранственными каркасами в соответствии с усилиями, действующими в пятиэтажном здании с сеткой колонн 6×6 м при расчетной сейсмичности 8 баллов. Для оценки влияния мон-

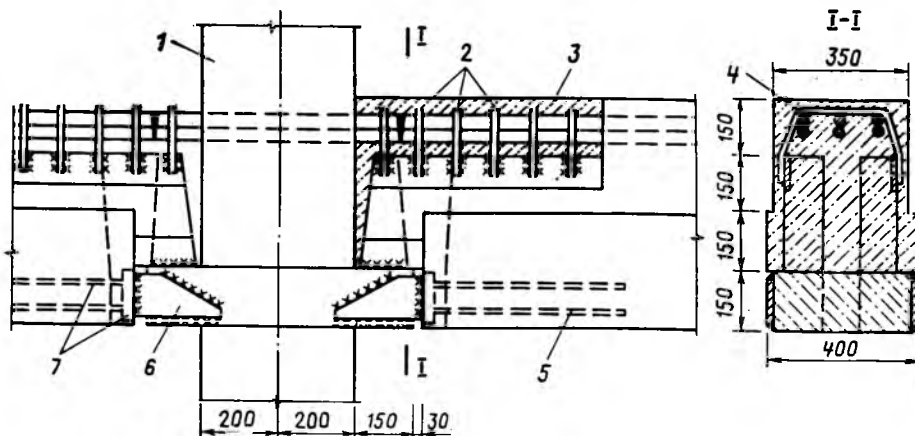


Рис. 1. Узел соединения ригелей с колонной

1 — колонна; 2 — хомуты Ø 16 А-III; 3 — бетон класса В27,5; 4 — опорная арматура 6 Ø 36 А-III; 5 — ригель; 6 — пластина; 7 — закладная деталь ригеля

* А. с. 1125344 СССР. МКИЗ Е 04 В 1/20. Стыковое соединение ригеля с колонной / А. Я. Клебанов, Э. Н. Кодыш, А. А. Музыко и др. // Открытия. Изобретения. — 1984. — № 43.

тажных нагрузок в одном из образцов замоноличивание узла осуществляли после создания в ригелях изгибающих моментов от этих нагрузок.

Испытания проводили в специальном стенде, состоящем из ромбовидной стержневой системы для создания поперечной нагрузки и устройства для продольного обжатия колонн (рис. 2). Продольную силу в колонне создавали с помощью гидравлического домкрата, системы тяг и платформ с ножевыми опорами. Ригели загружали поперечной нагрузкой пульсирующими гидравлическими домкратами при частоте нагружения 1 Гц и коэффициенте асимметрии изменения усилий $\rho = -1,0$.

Динамические испытания проводили при постоянной продольной силе в колонне и поэтапном повышении уровня динамической поперечной нагрузки. На каждом этапе производили около

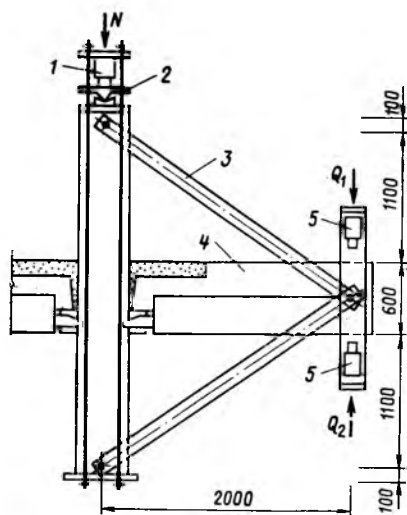


Рис. 2. Схема нагружения опытных образцов 1 — домкрат для создания продольной силы в колонне; 2 — обжимное устройство; 3 — стержневая система; 4 — опытный образец; 5 — домкраты для создания поперечных сил в ригеле

50 нагружений, а затем динамическую нагрузку увеличивали. Для сравнения часть образцов испытывали при статическом нагружении ригелей. В таблице приведены основные данные по прочности опытных образцов.

При приложении поперечной силы к ригелю снизу прочность узлового сопряжения определяется несущей способностью анкерных стержней закладной детали, через которую полки ригеля соединяются элементами МС-1 с консолью колонны. При статическом действии поперечной силы, прикладываемой к ригелю сверху, образцы разрушались из-за раздробления сжатой зоны бетона замоноличивания с достижением в соединительных элементах МС-1 предела текучести стали и работы верхней продольной арматуры ригеля в зоне упрочнения. Разрушающая нагрузка превышала расчетную несущую способность ригелей на 30,2...61,5%. Распределение продольных деформаций по ширине полки ригеля подтверждает необходимость частичного учета их работы за пределами ширины колонны при расчете сечений ригелей**. Податливость узлового сопряжения рекомендуется оценивать дополнительным поворотом ригеля в узле по формуле

$$\theta = \alpha M, \quad (1)$$

где θ — угол поворота ригеля; M — изгибающий момент в опорном сечении ригеля; α — коэффициент, значения которого для опытных образцов приведены в таблице.

Динамический повторный характер поперечной нагрузки изменил схему разрушения узлов, вызывая разрыв опорной арматуры ригелей по ванной сварке. При этом податливость узлового сопряжения увеличилась в 3...3,5 раза, а динамическая прочность превышала статическую на 7...10%.

Действие монтажных нагрузок до замоноличивания узла не повлияло на несущую способность узлового сопряжения, повысив его жесткость. Податливость узла, замоноличенного под действием монтажных нагрузок, при статическом нагружении уменьшилась на 30%, а при динамическом — в 2 раза.

Проведенные исследования подтвердили высокую надежность данного узлового сопряжения ригелей с колонной для применения в сейсмических районах строительства.

** Жунусов Т. Ж., Беспяев А. А., Жумагулов Е. Ш. Исследования работы узлов каркасов многоэтажных зданий при действии нагрузок типа сейсмических // Бетон и железобетон. — 1986. — № 8. — С. 3—5.

Марка образца	Армирование ригеля	Схема нагружения	Q_p , кН	M_p , кН·м	Коэффициент податливости сборного узла α , рад/кН·м	Характер разрушения
1-1с	3Ø40 А-III		206,8	372,24	—	Разрыв анкеров закладной детали ригеля
1-1д	3Ø40 А-III		263,0	473,4	—	То же
1-2с	3Ø40 А-III		522,0	939,6	2,73	Разрушение сжатой зоны бетона замоноличивания
1-2д	3Ø40 А-III		610,0	1098,0	9,5	Разрыв арматуры ригеля по ванной сварке
2-1с	6Ø36 А-III		729,1	1312,4	1,95	Разрушение сжатой зоны бетона в ригеле
2-1д	6Ø36 А-III		912,6	1642,7	6,0	Разрыв арматуры ригеля по ванной сварке
2-2см	6Ø36 А-III		578,2	1040,8	1,5	Разрушение бетона узла по наклонной зоне
2-2дм	6Ø36 А-III		703,9	1267,0	3,0	Разрыв арматуры ригеля по ванной сварке

Л. С. СПАННУТ, канд. техн. наук (НИИЖБ);
А. П. КУЗИН, В. А. ЛИТВИНЕНКО, инженеры (Карагандаиндустройпроект)

Продольная двухконсольная ферма для одноэтажных зданий

В результате научно-технического сотрудничества НИИЖБа, Тульского Промстройпроекта и Карагандаиндустройпроекта в 1988 г. был испытан головной образец продольной двухконсольной железобетонной фермы*, предназначенной для применения в покрытиях зданий из плит-оболочек КЖС или им аналогичных, перекрывающих пролет зданий полностью. Рабочие чертежи двухконсольных железобетонных ферм длиной 24 м для колонн одноэтажных зданий с шагом 12 м разработаны Тульским Промстройпроектом совместно с НИИЖБом с учетом трех вариантов покрытий двухпролетных зданий: с одинаковыми пролетами размером 18 и 24 м и с разными тех же размеров. Предусмотрено шесть типоразмеров ферм с одинаковыми опалубочными размерами и различным армированием. На покрытие здания с одинаковыми пролетами 18 м предусмотрены расчетные нагрузки 4,38...14,38 кПа, размером 24 м — 3,28...10,19 кПа, а при разных пролетах — 3,76...12,33 кПа. Эти данные показывают, что применение двухконсольных ферм допускает любые из нормируемых повышенные снеговые нагрузки у перепадов высот зданий с покрытиями из плит-оболочек КЖС пролетом 18 м в I...IV районах страны по весу снегового покрова. При отсутствии повышенных снеговых нагрузок внедрение таких ферм позволяет использовать фонари верхнего света,

подвесной транспорт с максимальной грузоподъемностью 50 кН и стандартное вентиляционное оборудование, предусмотренное в рабочих чертежах покрытий из плит-оболочек КЖС.

Армирование верхнего пояса ферм предусмотрено напрягаемой стержневой сталью классом А-IIIв или А-V, а также канатами класса К-7. Одной из положительных особенностей двухконсольных ферм является двукратное снижение усилия на концах консолей по сравнению с максимальным. Это позволяет надежно закреплять концы канатов без анкеров после передачи преднапряжения на бетон в течение всего периода эксплуатации.

Продольная ненапрягаемая арматура всех остальных элементов фермы предусмотрена из стали класса А-III диаметром 16...28 мм, поперечная — из проволоки класса Вр-I диаметром 5 мм и из стали класса А-III диаметром 6...10 мм. В фермах со стержневой арматурой принят бетон класса В30...В45, с канатной — В35...В60.

На опытно-экспериментальном заводе Карагандаиндустройпроекта был изготовлен и испытан под нагрузкой до исчерпания несущей способности головной опытный образец двухконсольной фермы. При изготовлении фермы использовали несиловую металлическую форму массой 16 770 кг, разработанную в Карагандаиндустройпроекте. Ферма марки ФПС4-А-IIIв изготовлена из бетона класса В30 с напрягаемой арматурой верхнего пояса из 8Ø25 А-IIIв и предназначена для расчетных нагру-

зок 580 кН на средние узлы и 290 кН на крайние. Собственный вес фермы составил 165,6 кН. Во время испытания ферму устанавливали на двух металлических опорах высотой 0,59 м с шагом 12 м, эквивалентных по гибкости железобетонной колонне марки К-72-35 серии 1.432-3. В верхних узлах фермы устанавливали гидравлические домкраты: в крайних — грузоподъемностью 1000 кН, в остальных — по одному грузоподъемностью 2000 кН и по два грузоподъемностью 1000 кН. Схема установки домкратов и приборов показана на рисунке. Для измерения перемещения узлов под нагрузкой использовали прогибомеры с ценой деления 0,1 мм. Нагрузка на этапе в крайних узлах колебалась от 27,8 до 36,4 кН, а в остальных была вдвое больше. При контрольной испытательной нагрузке по проверке жесткости и трещиностойкости прогиб одной консоли составил 12,41, другой 16,61 мм (т. е. меньше $1/300$ длины консоли), среднего верхнего узла — 5,71 мм с учетом осадки опор. В нижнем поясе появились трещины с шириной раскрытия до 0,15 мм. При расчетной испытательной нагрузке прогибы концов консолей увеличились до 17,06 и 21,96 мм, среднего узла — до 7,41 мм, ширина раскрытия трещин — до 0,25 мм. При контрольной испытательной нагрузке по проверке прочности с коэффициентом запаса $S=1,4$ в верхнем поясе появились трещины с шириной раскрытия не более 0,1 мм, с $S=1,6$ прогибы концов консолей увеличились до 47,31 и 58,01 мм, среднего узла — до 19,61 мм. После этого испытание было прекращено по условиям техники безопасности. Исчерпанием несущей способности фермы можно считать раскрытие трещин в бетоне с шириной до 0,25 мм. Таким образом, испытание показало высокие прочностные и жесткостные характеристики двухконсольных ферм и достаточную трещиностойкость, что позволяет широко использовать их в одноэтажных зданиях с покрытиями из плит-оболочек КЖС.

Применение двухконсольных ферм в зданиях с пролетами 24 м, нагрузкой 5,5 кПа и покрытием из плит-оболочек КЖС более целесообразно по сравнению со шпренгельными фермами длиной 12 м. Экономия стали составляет 85 кг, бетона 1,3 м³, трудозатраты при изготовлении и монтаже сокращаются на 8 чел.-ч на 1 изделие. Экономический эффект от применения составляет около 62 р. на одну ферму, т. е. около 0,43 р. на 1 м² покрытия.

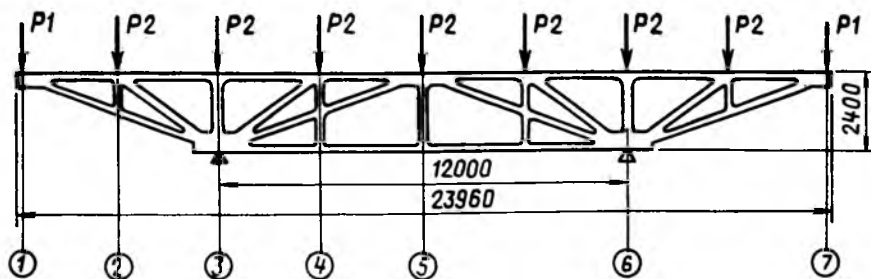


Схема установки домкратов и приборов
P₁, P₂ — нагрузки от домкратов; 1...7 — прогибомеры

Б. А. КРЫЛОВ, д-р техн. наук, проф., А. М. РАХИМОВ, инж. (НИИЖБ)

Совершенствование ТВО железобетонных изделий в условиях сухого жаркого климата

В настоящее время в нашей стране ежегодно производят свыше 130 млн. м³ сборного железобетона, причем около 25% в районах с сухим жарким климатом.

Промышленность сборного железобетона относится к наиболее крупным потребителям энергии среди других отраслей народного хозяйства — для производства сборных изделий ежегодно затрачивается более 12 млн. т усл. топлива [1].

Наиболее распространенным способом ускорения твердения бетона является тепловлажностная обработка. В заводских условиях ее осуществляют преимущественно путем пропаривания. Снизить энергозатраты для термообработки сборных железобетонных изделий можно разными способами, один из которых заключается в применении наиболее экономичных по расходу тепловой энергии методов термообработки бетона на [2].

В районах с сухим жарким климатом высокая температура наружного воздуха (30...35°C) отмечается 6...7 мес в году. В таких условиях температура бетонной смеси в момент формования достигает 25...30°C. Однако в настоящее время эти факторы не учитывают при назначении режимов ТВО, в результате продолжительность тепловлажностной обработки и расходы энергии на предприятиях южных и северных районов страны одинаковы.

В НИИЖБе установили оптимальный режим пропаривания бетона с учетом температуры наружного воздуха и начальной температуры бетонной смеси. В качестве вяжущего использовали портландцемент Воскресенского завода ($R_c=40,8$ МПа, $S_{уд}=3357$ см²/г) и шлакопортландцемент завода «Гигант» ($R_c=33,8$ МПа, $S_{уд}=2593$ см²/г). Заполнителем служили гранитный щебень с максимальной крупностью 20 мм и кварцевый песок с $M_k=1,88$. Состав бетона на портландцементе 1:2,69:4,58, на шлакопортландцементе 1:2,37:4,1. Эксперименты проводили в

климатической камере НИИЖБа. Начальную температуру бетонной смеси принимали равной 15...20, 20...25 и 25...30°C. Бетонную смесь с температурой 20...30°C приготавливали с подогревом воды. Однако после проведения нескольких опытов наблюдалось некоторое снижение температуры бетона во время предварительного выдерживания. Выяснилось, что в момент приготовления нагревалась лишь растворная часть бетона. Крупный заполнитель прогревался медленно, поглощая тепло во время предварительного выдерживания, вследствие чего температура снизилась. Учитывая это, в дальнейшем крупный заполнитель и металлическую форму подогревали до 30...35°C.

Затем бетонную смесь быстро укладывали в форму, уплотняли вибрированием и помещали в климатическую камеру. Температуру свежизготовленной бетонной смеси измеряли лабораторным термометром и прибором ЭТП-М. В характерных точках образца устанавливали хромель-копелевые термопары. Образцы выдерживали в течение 2 ч при температуре 25...35°C (в зависимости от начальной температуры бетонной смеси) и относительной

влажности воздуха 45...50%. После предварительного выдерживания образцы пропаривали в той же камере.

Подъем температуры для всех серий опытов составлял 3 ч со средней скоростью 20°C/ч, продолжительность изотермического прогрева для бетона на ПЦ—2, 4, 6, а на ШПЦ—4, 6, 8 ч. Бетон охлаждали в течение 4 ч со средней скоростью 10°C/ч при помощи вентилятора или 6 ч выдерживали при открытом регулирующем шибере вентиляционного канала. Максимальная температура изотермического прогрева бетонных образцов на ПЦ 80, на ШПЦ—90°C.

Для измерения и записи температуры в камере и в сечениях образца использовали прибор КСП-4. Контроль и регулирование температуры в камере производили автоматически программным регулятором ПРТЭ-2М. Во всех опытах коэффициент загрузки камеры был одинаков. Для достоверности результатов каждую серию опытов повторяли несколько раз.

Образцы-кубы с ребром 10 см испытывали на прочность при сжатии через 4 ч после ТВО и через 3 и 28 сут. Для каждой серии из того же замеса заформовали по три образца, которые хранили в камере нормального твердения и испытывали через 28 сут.

Результаты исследований показали, что начальная температура бетонной смеси существенно влияет на характер нарастания прочности бетона, приготовленного на портландцементе (см. таблицу). Чем выше начальная температура бетона, тем большую прочность он набирает после ТВО. Однако через 3 сут прочность бетона с различной начальной температурой выравнивается, а через 28 сут бетон набирал одинаковую прочность независимо от начальной температуры (рис. 1). Это, видимо, объясняется тем, что у бетона с большей прочностью после ТВО дальнейший рост ее происходит медленнее, чем в бетоне с меньшей прочностью. Это согласуется с кинетикой гидратации цемента. В

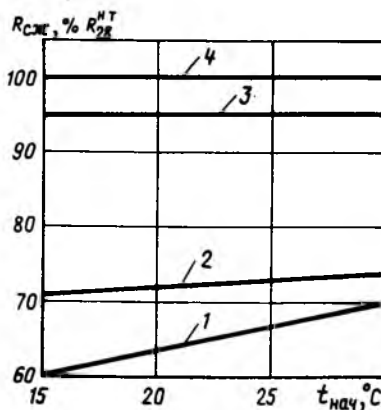


Рис. 1. Характер нарастания прочности бетона на портландцементе в зависимости от начальной температуры бетонной смеси, прошедшего ТВО по режиму 2+3+6+4 ч 1 — 4 ч; 2 — 3 сут; 3 — 28 сут; 4 — то же нормальное твердения

бетонах с большей прочностью после ТВО гидратируется значительная часть цементных зерен и вокруг негидратировавшихся ядер зерен образуются более плотные оболочки из продуктов гидратации цемента. Эти оболочки в дальнейшем при твердении затрудняют проникновение влаги к негидратировавшимся частям зерен цемента, замедляя процесс твердения. Отсюда следует, что чем больше прочность бетона после ТВО, тем меньше ее дальнейший рост.

Поскольку у сравниваемых серий 1 и 9 (см. таблицу) режим прогрева, температура изотермического выдерживания и продолжительность ТВО одинаковы, то различие прочности объясняется степенью зрелости бетона. Бетон с начальной температурой 30°C (серия 9) нагревали до температуры изотермического выдерживания 4 ч, а с начальной температурой 15°C (серия 1) — 5,5 ч (рис. 2). Через 4 ч ТВО количество теплоты составляет 252 (серия 9) и 132°C/ч (серия 1). В результате прочность образцов серии 9 после ТВО достигла 70%, а серии 1—61% $R_{28}^{н.т.}$.

Следует отметить, что увеличение начальной температуры бетонной смеси с 15 до 30°C незначительно увеличило прочность бетона после ТВО на ШПЦ (см. таблицу). Это, видимо, объясняется свойством шлака, который при относительно невысоких положительных температурах не проявляет активность в процессе гидратации. Це-

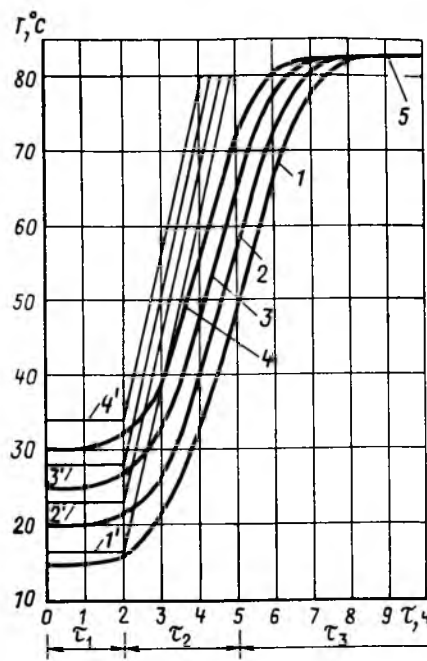


Рис. 2. Характер разогрева бетона на портландцементе в период ТВО в зависимости от начальной температуры бетонной смеси 1 — 15°C; 2 — 20°C; 3 — 25°C; 4 — 30°C; 5 — температура в камере; 1'...4' — соответствующая температура среды; τ_1, τ_2, τ_3 — время предварительного выдерживания, подъем температуры и изотермического прогрева

лесообразность применения ШПЦ при приготовлении «теплого» бетона также указана в источнике [3].

Из результатов испытаний видно, что на прочность бетона после ТВО существенно влияет характер остывания. Бетоны на ПЦ при режимах ТВО 2+3+4+4 ч (серия 4) и 2+3+2+6 ч

(серия 6) набирают практически одинаковую прочность. Аналогичный эффект наблюдается и у бетонов, приготовленных на ШПЦ (серии 6, 7). Равные показатели прочности бетона с разным временем изотермического выдерживания объясняются, по-видимому, одинаковой степенью зрелости. Например, бетон, прогретый по режимам 2+3+6+4 и 2+3+4+6 ч, после ТВО набирает одинаковое количество теплоты — 880°C/ч.

Термосное выдерживание изделий после короткого изотермического выдерживания особенно эффективно можно использовать в условиях сухого жаркого климата. Повышенная температура среды сокращает потери тепла через ограждающие конструкции камер вследствие снижения температурного градиента, обеспечивая более медленное остывание изделий в камере. С другой стороны, создаются условия для остывания изделий непосредственно на действующих площадях цехов.

Целесообразность двухстадийной тепловлажностной обработки для производства изделий в южных районах страны отмечалось в работах [1, 2].

В результате экспериментов определены наиболее рациональные способы теплового воздействия на бетон с целью ускорения его твердения. ТВО с термосным остыванием изделий желательно осуществлять по двум вариантам в зависимости от формы организации труда на предприятиях сборного железобетона. Если формовочная оснастка и тепловые агрегаты закреплены за сменной бригадой, остывание изделий целесообразно осуществлять в камерах ТВО. В условиях двух-, трехсменного режима работы термосное остывание изделий после изотермического выдерживания рекомендуется производить в камерах дозревания, поскольку в данном случае предприятия заинтересованы в увеличении оборачиваемости формовочной оснастки и тепловых агрегатов.

Исследованиями установлено, что более экономичными методами по сравнению с паропрогревом в условиях сухого жаркого климата является гелиотехнология при изготовлении изделий на полигонах, а также предварительный электроразогрев бетонной смеси и другие способы электротермообработки.

Выводы

Повышенная начальная температура (25...30°C) до термообработки способствует более интенсивному нарастанию прочности бетонов при ТВО, приготовленных на ПЦ. Для бетонов на

Серия	$T_0, ^\circ\text{C}$	Режим пропаривания, ч	Прочность бетона при сжатии, МПа, через			
			4 ч после ТВО	3 сут	28 сут	28 сут нормального твердения
1	15	2+3+6+4	17,4	20,3	26,8	28,5
		2+3+8+4	11,4	13,2	19,6	16,3
2	20	2+3+4+6	18,6	22,2	29,1	31,1
		2+3+6+4	9,6	11,8	18,1	15,2
3	23—25	2+3+6+4	20,5	22,1	29,4	31,4
		2+3+4+4	9,3	11,1	16,8	15,5
4	23—25	2+3+4+4	17,6	21,8	30,1	31,6
		2+3+6+4	9,5	12,1	17,1	14,6
5	23—25	2+3+2+4	15,5	20,1	28,5	31,4
		2+3+8+4	12,5	14,5	20,7	17,2
6	23—25	2+3+2+6	17,5	21,5	29,5	31,8
		2+3+6+4	10,1	12,5	17,5	15,5
7	28—30	2+3+4+4	19,7	22,5	30,1	32,1
		2+3+4+6	10,4	12,5	18,4	15,4
8	28—30	2+3+2+4	17,4	22,2	31,1	32,2
		2+3+8+4	12,5	14,4	20,1	17,6
9	28—30	2+3+6+4	23,2	25,5	31,5	32,9
		2+3+6+4	10,6	13,6	19,1	15,7
10	28—30	2+3+4+6	21,1	22,5	29,8	31,1
		2+3+4+4	9,5	11,3	17,1	15,6

Примечания: 1. Над чертой — бетон на портландцементе Воскресенского завода, под чертой — на шлакопортландцементе завода «Гигант». 2. Остывание бетона со средней скоростью 3...4°C/ч в течение 6 ч осуществлено при открытом регулирующем шибере вентиляционного канала камеры. Бетоны серий 1, 2 приготовлены без подогрева воды, т. е. по обычной технологии и предварительно выдержаны в цехе в течение 2 ч.

ШПЦ она заметного влияния не оказывает.

Повышенная температура среды создает благоприятные условия для двухстадийной тепловлажностной обработки. Этот метод является одинаково эффективным для бетонов на ПЦ и ШПЦ.

Оптимизация режимов ТВО сборных железобетонных изделий с учетом кли-

матических особенностей южных районов страны позволяет сократить время активного цикла на 2...3 ч. Снижение энергозатрат при этом составляет 20...22%.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крылов Б. А. Отечественный и зарубежный опыт экономного расходования топливно-энергетических ресурсов при производстве сборного железобетона//Пути даль-

нейшего снижения теплоэнергетических затрат при изготовлении сборного железобетона. — М.: МДНТП. — 1988. — С. 3—13.

2. Крылов Б. А. Пути экономии энергетических затрат при производстве сборных железобетонных изделий//Пути снижения энергетических затрат в промышленности сборного железобетона. — М.: МДНТП. — 1981. — С. 3—12.

3. Рейндорф З. Ускорение твердения бетона подогревом свежеизготовленной бетонной смеси (теплый бетон)//Материалы РИЛЕМ. — М.: Стройиздат. — 1964. — 15 с.

УДК 666.972.16.003

Ю. А. РОГАТИН, канд. техн. наук,
В. Г. БАТРАКОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

Оценка эффективности химических добавок по групповым коэффициентам приведения

Применение химических добавок в бетоне и железобетоне является одним из наиболее перспективных направлений повышения эффективности материалов [1...3 с др.].

В 1987 г. в СССР было выпущено более 110 млн. м³ бетона и железобетона с добавками, или почти 40% годового объема их производства. При этом было использовано около 240 тыс. т химических добавок в пересчете на сухое вещество, в том числе пластифицирующих, пластифицирующе-воздухововлекающих и воздухововлекающих более 110 тыс. т, ускорителей твердения, включая противоморозные добавки, около 100 тыс. т, суперпластификаторов различных составов почти 30 тыс. т. Разработаны и внедряются многие десятки химических добавок, включая комплексные [4]. Их дальнейшая разработка и модификация, лабораторные исследования и опытное применение в бетоне и железобетоне продолжаются.

В связи с этим необходимо ввести методику оценки эффективности применения химических добавок в бетоне и железобетоне, используя принцип базового аналога и взаимозаменяемости, в частности, коэффициенты приведения по типу действующих для арматурных стержней, металлопроката и цемента. Коэффициенты приведения химических добавок должны обобщенно учитывать технические, технологические и эксплуатационные факторы бетона и железобетона с добавками, а также показатели по расходу и стоимости добавок, отнесенные к соответствующим аналогичным факторам материалов без добавок.

За базовый бетон-аналог принят тя-

желый бетон с проектным классом прочности В22,5 на плотных заполнителях, соответствующих ГОСТ 10268—80 (щебень с наибольшей крупностью зерен 20 мм и природный песок с $M_k=2,5$), и портландцементе марки 400 с минеральными добавками при $V/C=0,7$. Твердение бетона происходит в естественных условиях при 20°C с набором проектной прочности бетона в возрасте 28 сут. Класс бетона (В22,5) выбран исходя из условий его широкого применения в современном строительстве.

Групповой коэффициент приведения i -той химической добавки Ψ -го вида определяется по формуле

$$K_{пр_i}^{\Psi} = \frac{K_{пр_i}^{\Psi}}{K_{пр_ан}^{\Psi}}, \quad (1)$$

где $K_{пр_i}^{\Psi}$, $K_{пр_ан}^{\Psi}$ — коэффициенты приведения соответственно добавки Ψ -го вида и добавки-аналога, принятой для рассматриваемого класса по воздействиям на бетон.

Коэффициент приведения добавки Ψ -го вида, включая комплексную, на единичный объем (1 м³) бетона или железобетона записываем в общем виде

$$K_{пр_i}^{\Psi} = f(K_{в_i}^{\Psi}, K_{т_i}^{\Psi}, K_{р_i}^{\Psi}, K_{э_i}^{\Psi}). \quad (2)$$

Здесь:

$$K_{в_i}^{\Psi} = \frac{B_{\delta_i}^{\Psi} K_i^{\Psi}}{B_{\delta_ан} K_{t_ан} (1 \pm \Delta P'_{ц\psi})};$$

$$K_{т_i}^{\Psi} = \frac{K_{t_i}^{\tau, \circ} P_{п_i}^{\Psi}}{K_{t_ан}^{\tau, \circ} P_{п_ан} (1 \pm \Delta P''_{ц\psi})};$$

$$K_{р_i}^{\Psi} = \frac{\sum_{\psi=1}^n P_{\psi}^{\Psi} (C_{\psi} \pm N_{\psi})}{P_{ц_ан} (C_{ц_ан} + N_{ц_ан})};$$

$$K_{э_i}^{\Psi} = \frac{\delta_{\psi}}{\delta_{ан}};$$

$$\Delta P'_{ц\psi} = 1 - \frac{P'_{ц_ан}}{P'_{ц\psi}};$$

$$\Delta P''_{ц\psi} = 1 - \frac{P''_{ц_ан}}{P''_{ц\psi}};$$

где $K_{в_i}^{\Psi}$, $K_{т_i}^{\Psi}$, $K_{р_i}^{\Psi}$, $K_{э_i}^{\Psi}$ — относительные коэффициенты, соответственно по прочности, технологичности, расходу и условиям эксплуатации бетона с добавкой Ψ -го вида; $B_{\delta_i}^{\Psi}$, $B_{\delta_ан}$ — расчетные сопротивления соответственно бетона с добавкой Ψ -го вида и бетона-аналога осевому сжатию для предельных состояний первой группы (проектная прочность); $K_{t_i}^{\Psi}$, $K_{t_ан}$ — коэффициенты нарастания прочности во времени t , соответственно бетона с добавкой Ψ -го вида и бетона-аналога в естественных условиях при 20°C; $K_{t_i}^{\tau, \circ}$, $K_{t_ан}^{\tau, \circ}$ — коэффициенты нарастания прочности во времени t соответственно бетона с добавкой Ψ -го вида и бетона-аналога при умеренном цикле тепловлажностной обработки [11—(2)+3+5+1] ч при 80°C; $P_{п_i}^{\Psi}$, $P_{п_ан}$ — удельный расход условного топлива соответственно на тепловлажностную обработку конструкции из бетона с добавкой Ψ -го вида и бетона-аналога; P_{ψ}^{Ψ} , $P_{ц_ан}$ — соответственно расход добавки Ψ -го вида в пересчете на сухое вещество на 1 м³ бетона и цемента на бетон-аналог; C_{ψ} , $C_{ц_ан}$ — оптовая цена 1 т соответственно добавки Ψ -го вида и цемента бетона-аналога; N_{ψ} , $N_{ц_ан}$ — норматив удельных капиталовложений в производстве 1 т соответственно добавки Ψ -го вида и цемента бетона-аналога; n — число составля-

ющих, входящих в состав комплексной добавки; δ_{ψ} , $\delta_{ан}$ — требуемая проектом эксплуатационная характеристика конструкции или изделия (морозостойкость, водо- и газонепроницаемость и т. д.), соответственно с добавкой Ψ -го вида и без нее; $P'_{ц\psi}$, $P'_{цан}$ — расход соответственно портландцемента марки 400 с минеральными добавками на 1 м³ бетона с химическими Ψ -го вида и бетона-аналога при твердении в естественных условиях при 20°C; $P''_{ц\psi}$, $P''_{цан}$ — то же при умеренном цикле тепловлажностной обработки при 80°C.

Коэффициент нарастания прочности бетона во времени независимо от внешних условий с добавками или без них выражаем формулой

$$K_{t_j} = \frac{A t + B}{t + C}, \quad (3)$$

где t — время; A , B , C — неизвестные коэффициенты, которые определяют по фактическим данным нарастания прочности бетона во времени с учетом кон-

кретных условий твердения, а также действия добавки Ψ -го вида или без нее.

Так, с использованием данных [4] коэффициент нарастания прочности бетона-аналога во времени t в естественных условиях при положительной температуре воздуха (0...30°C), в том числе при $\theta = 20^\circ\text{C}$, определяется по формуле

$$K_{t_{ан}} = \frac{(t - 0,33)(1,180 + 2,50)}{(t + 2,69)(\theta + 3,46)}, \quad (4)$$

где θ — средняя температура воздуха.

Для умеренного цикла тепловлажностной обработки (5...20 ч) при температуре 80°C

$$K_{t_{ан}}^{\circ} = \frac{(1,39t + 3,72)(v - 2,50)}{(t + 5,16)(v - 0,06)}, \quad (5)$$

где v — общий цикл тепловлажностной обработки.

Для бетона без тепловлажностной обработки и бетона с противоморозными добавками принимают $K_{t_{\psi}}^{\circ} = K_{t_{ан}}^{\circ} = 1$. Например, при использовании противоморозной добавки нитрита натрия

(НН) при отрицательной температуре $0^\circ\text{C} > \bar{\theta} \leq -15^\circ\text{C}$ коэффициент нарастания прочности бетона во времени t выразится формулой

$$K_{t_j}^{\psi} = \frac{(t - 4)(1,35 - 0,054\bar{\theta})}{t + 8,64}, \quad (6)$$

где $\bar{\theta}$ — расчетная отрицательная температура твердения бетона.

Удельный расход условного топлива на тепловлажностную обработку конструкции из бетона с добавкой Ψ -го вида и бетона-аналога учитывается только при использовании противоморозных добавок.

Расход химической добавки Ψ -го вида, включая комплексную, на 1 м³ бетона рассчитывается по формуле

$$P^{\psi} = P_{цан} \frac{\Delta \psi}{100\%}, \quad (7)$$

где $\Delta \psi$ — количество добавки Ψ -го вида в пересчете на сухое вещество от массы цемента на бетон-аналог, %.

При этом расход портландцемента марки 400 с минеральными добавками для бетона-аналога принимают по СНиП 5.01.23—33. При обязательном использовании цемента других видов и марок его по массе приводят к портландцементу марки 400 с минеральными добавками и учитывают как в бетоне с добавками, так и в бетоне-аналоге.

Оптовая цена 1 т добавки Ψ -го вида принимается по действующим прейскурантам или по временной цене завода-изготовителя в пересчете на сухое вещество, оптовая цена 1 т цемента бетона-аналога — по прейскуранту № 06-01, как для Московской области. Стоимость доставки материалов, складирования и погрузочно-разгрузочных работ не учитывается.

Норматив удельных капиталовложений в производство 1 т добавки Ψ -го вида можно принять следующим: суперпластификаторы — 200 р., модифицированные пластифицирующие и воздухововлекающие добавки — 150 р., добавки электролиты — 100 р.; 1 т цемента — 43 р. [5].

Коэффициент приведения по условиям эксплуатации бетона с добавкой Ψ -го вида учитывает сроки службы конструкций или изделия по морозостойкости, водогазонепроницаемости, коррозионной стойкости по отношению к сроку службы при изготовлении бетона-аналога $K_{s_j}^{\psi} \geq 1,0$. Для добавки Ψ -го вида его принимают по минимальному увеличению морозостойкости, водо-, газонепроницаемости или коррозионной стойкости бетона по сравнению с бетоном-аналогом.

В таблице даны коэффициенты приве-

Вид добавок	Класс добавок	Составляющие для группового коэффициента приведения Ψ -х добавок				K_{ψ} пр
		по прочности	по технологичности	по расходу и стоимости	по условиям эксплуатации	
Регуляторы реологических свойств	Суперпластификаторы					
	С-3	1,0	1,0	1,0	1,0	1,00
	МФАР	1,0	0,9	0,3	1,0	0,27
	10-03	1,1	1,0	0,4	0,95	0,42
	ДОФЕН	0,95	0,9	1,1	0,95	0,89
	Пластификаторы					
	СДБ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,00
	СДБ-М*	1,2	1,0	0,95	1,3	1,48
	УПБ	1,2	1,0	1,05	1,1	1,39
	Пластифицирующе-воздухововлекающие					
ПАЩ-1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,00	
НЧК	0,9	0,9	0,9	1,05	0,77	
ГКЖ-10, ГКЖ-11	0,9	1,0	0,3	1,1	0,30	
Регуляторы процессов схватывания и твердения	Замедлители схватывания					
	НТФ	1,0	1,0	0,9	1,0	0,90
	ГКЖ-10, ГКЖ-11	1,1	1,0	1,0	1,1	1,21
	ГКЖ-94	1,1	1,0	0,75	1,3	1,07
	Ускорители твердения					
	ХК	1,0	1,0	1,0	1,0	1,00
	НК	0,6	0,3	0,9	1,0	0,43
	ННК	0,8	0,8	0,8	0,9	0,46
	ННХК	0,9	0,9	0,8	0,8	0,52
	НС	0,7	0,9	1,0	1,0	0,63
	Противоморозные					
	НН	1,0	1,0	1,0	1,0	1,00
	П	1,0	1,0	0,8	0,8	0,64
ХК	0,8	0,9	1,0	1,0	0,72	
ХИ	0,5	0,9	1,0	0,9	0,41	
ННХК	0,8	0,9	0,9	1,6	0,65	
Регуляторы структуры	Воздухововлекающие					
	СНВ	1,0	1,0	1,0	1,0	1,00
	СЦД	1,0	1,0	1,1	0,9	0,99
	СДО	0,9	0,9	0,9	0,8	0,58
	Газообразующие					
	136-41 (ГКЖ-94), 136-157М (ГКЖ-94М)	1,0	1,0	0,8	1,2	0,96
	ПАК, ПАП-1	0,9	0,7	1,0	0,7	0,44
	Гидрофобизирующие					
	113-63 (ФЭС-50)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,00
	Уплотняющие					
С-89, ДЭГ-1, ТЭГ-1	1,0	1,0	0,8	0,9	0,72	
БЭ	0,8	0,8	1,0	1,0	0,64	

* СДБ-М — модифицированные лигносульфонаты.

дения основных видов химических добавок, применяемых в бетоне и железобетоне, полученные по приведенной выше методике.

Коэффициент приведения химической добавки Ψ -го вида позволяет оценить ее эффективность по сравнению с другими добавками аналогичного назначения в соответствующем виде и классе. По комплексу свойств добавка тем эффективнее, чем выше значение группо-

вого коэффициента приведения. Повысить уровень эффективности добавки, включая комплексную, в бетоне и железобетоне можно путем увеличения расчетных параметров, входящих в (2).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Иванов Ф. М., Батраков В. Г., Лагойда А. В. Основные направления применения химических добавок к бетону//Бетон и железобетон. — 1981. — № 9. — С. 3—5.
2. Цыганков И. И. Экономика применения

суперпластификаторов, Бетон и железобетон. — 1981. — № 9. — С. 11—12.

3. Рогатин Ю. А., Батраков В. Г. Методика расчета потребности в химических добавках для бетона и железобетона//Бетон и железобетон. — 1987. — № 4. — С. 35—37.
4. Справочник по производству сборных железобетонных изделий/Под ред. К. В. Михайлова и А. А. Фоломеева. — М.: Стройиздат, 1982. — С. 214—223.
5. Рекомендации по технико-экономической оценке применения добавок в бетоне. — М.: НИИЖБ, 1985. — 81 с.

УДК 624.072.2/3:539.4

Ю. П. ГУЩА, д-р техн. наук, проф., С. П. ЦОЙ, инж. (НИИЖБ)

Прочность и деформативность изгибаемых элементов из пластифицированных бетонов при кратковременном и длительном нагружениях

Широкое использование в строительстве суперпластификаторов вызывает необходимость дополнительных исследований с целью получения более четкого представления о характере и влиянии добавок на основные свойства бетонов и работу железобетонных элементов из них.

В НИИЖБе изучили работу изгибаемых элементов из тяжелого бетона с добавкой С-3 при кратковременном и длительном нагружении. Для этого изготовили три серии опытных образцов, отличавшихся составом примененного бетона (табл. 1). Каждая серия включала два вида образцов, отличавшихся процентом армирования, — слабоармированные ($\xi < \xi_n$) и перearмированные ($\xi > \xi_n$). Все образцы представляли собой балки прямоугольного поперечного сечения размером $10 \times 18 \times 200$ см. В качестве арматуры балочных образцов использовали горячекатаную стержневую сталь класса А-IV, марки 20ХГ2Ц, диаметрами 10 и 18 мм.

Бетон балок серии 1 уплотняли на вибростенде, балки серий 2, 3 не вибрировались. Образцы твердели в естест-

венных условиях. Из табл. 1 видно, что прочность бетона образцов всех серий приблизительно одинакова. Испытанием признано установлено, что бетоны из литой смеси с добавкой С-3 обладают более высокой деформативностью, что проявилось в пониженных значениях модуля упругости (до 10%) и повышенных величинах предельных деформаций бетона при центральном сжатии — для контрольного бетона $180 \cdot 10^{-5}$, а для бетона из литой смеси с С-3 — $256 \cdot 10^{-5}$.

Балочные образцы испытывали на изгиб кратковременной поэтапно возрастающей нагрузкой до разрушения, а также длительной постоянной нагрузкой. При этом схема действия нагрузки на образцы была одинаковой — балки пролетом 180 см нагружали двумя сосредоточенными силами, расположенными в третях пролета. В ходе экспериментов измеряли деформации бетона и арматуры, прогибы балок по середине и в третях пролета, фиксировали образование и ширину раскрытия трещин.

Все опытные балки при действии кратковременной нагрузки разрушились по нормальным сечениям в результате раз-

дробления бетона сжатой зоны. Образцы-балки с таким же армированием разрушились при близких величинах внешней нагрузки. Сопоставление опытных M_u^{exp} и теоретических M_u^{calc} разрушающих моментов, определяемых по СНиП 2.03.01—84, показало неплохое их совпадение как для образцов из контрольного бетона, так и из бетона с С-3 (табл. 2).

Исследованиями установлено, что введение добавки С-3 и высокая подвижность смеси несколько снижают характеристик сжатой зоны бетона ω образцов из литого бетона с С-3. На рис. 1 представлены зависимости деформаций арматуры от высоты сжатой зоны бетона при исчерпании несущей способности балок. Расчетные кривые построены исходя из выражения

$$\xi_{calc} = \frac{\omega}{1 + \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{b,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

где ω — характеристика сжатой зоны бетона: $\omega = \alpha - 0,0048 R_b^{epx}$ при $\alpha = 0,85$, рекомендуемой нормами для обычного тяжелого бетона.

Величины $\epsilon_{b,u}$ вводимые в расчет, принимали равными фактическим значениям предельных деформаций бетона при центральном сжатии, полученным при испытании призм данной серии. Как видно из приведенных данных, для элементов из контрольного бетона наблюдается достаточно хорошее совпадение опытных и расчетных ϵ_s . Для элементов

Таблица 1

№ состава	Состав бетона	Расход материалов, кг/м³				С-3, % Ц	О. К., см	R_{10} , МПа ($t=28$ сут)
		Ц	П	Щ	В			
1	Контрольный	430	760	1000	190	—	3	45,5
2	Высокой подвижности	450	770	1030	180	0,4	15	46,7
3	Литой	430	760	1000	190	0,4	20	46,6

Таблица 2

№ балки	R_b , МПа	ε_u^{exp}	ε_u^{calc}	$M_u \cdot 10^{-2}$, Н·м	$\frac{M_u^{exp} - M_u^{calc}}{M_u^{calc}} \cdot 100\%$
1	34,6	0,19	0,20	150/144,4	3,8
2	37,2	0,18	0,18	153/147,4	3,8
3	37,2	0,17	0,18	150/149,0	0,7
4	34,6	0,43	0,44	318/315,3	0,8
5	37,2	0,42	0,41	324/327,9	-1,2
6	37,2	0,41	0,41	339/340,0	0

Примечания: 1. Перед чертой — M_u^{exp} , после черты — M_u^{calc} . 2. Балки 1, 4 из бетона состава 1, армированные 2Ø10 (2Ø18) А-IV, остальные — из бетона состава 3 с аналогичным армированием.

из литого бетона расчетные значения превышают опытные, что вызвано несоответствием фактической и вводимой в расчет величины ω . В связи с этим выполнили расчет по формуле (1) при сниженном значении ω , определенном при $\alpha=0,8$ (см. рис. 1).

Испытаниями установлено, что повышенная деформативность бетонов с добавкой С-3 проявляется в довольно высоких предельных деформациях бетона сжатой грани для балок серии 2. Так в стадии разрушения образцов деформации бетона крайнего волокна достиг-

Испытания балок постоянной длительной нагрузкой проводили в пружинных установках. Расположение приборов, методика измерения деформаций арматуры и бетона были такими же, как и при действии кратковременной нагрузки. В процессе длительного выдерживания балок под нагрузкой периодически замеряли деформации арматуры и бетона.

На рис. 2 представлены графики развития деформаций бетона сжатой грани элементов во времени. Во всех балках независимо от процента армирования и состава бетона деформации, выз-

ванные ползучестью и усадкой бетона, все время возрастают. В первые 80...100 сут деформации бетона сжатой грани развиваются ускоренно, причем в балках из литого бетона несколько более интенсивно, чем в балках из бетона составов 1, 2. Далее развитие деформаций ε_b постепенно замедляется. Испытания показали, что во время выдерживания элементов под длительной нагрузкой деформации ε_b балок из бетона состава 2 и балок из контрольного бетона состава 1 близки. Для балок, изготовленных из литого бетона состава 3, ε_b несколько выше (в среднем до 10%), что объясняется повышенной ползучестью бетона из литой смеси. Ко времени $t=200$ сут деформации балок из контрольного бетона $\varepsilon_b=175 \cdot 10^{-5}$ и $285 \cdot 10^{-5}$ для слабо- и перестроированных элементов, у балок из литого бетона $\varepsilon_b=185 \cdot 10^{-5}$ и $325 \cdot 10^{-5}$.

Установлено, что для перестроированных элементов, бетон сжатой зоны которых был напряжен в большей степени, характерны и большие приращения деформаций бетона $\Delta \varepsilon_b$ (см. рис. 2). Так, за промежуток времени $t=200$ сут у перестроированных балок $\Delta \varepsilon_b \approx 150 \cdot 10^{-5}$ по сравнению с $70 \cdot 10^{-5}$ у слабоармированных элементов. На рис. 3 представлены графики развития прогибов во времени. Испытания показали, что развитие прогибов слабоармированных балок (см. рис. 3) как из контрольного, так и из литого бетона происходит по одному закону и численные значения прогибов, к $t=200$ сут достигшие 0,925 см у балок из контрольного бетона и 0,92 и 0,96 см у балок из литого бетона с добавкой С-3, близки между собой.

Прогибы элементов, изготовленных из бетона с добавкой С-3 состава 2, аналогичны прогибам образцов из контрольного бетона (см. рис. 3). Для балок из литого бетона характерны несколько большие прогибы. Так, к 200 сут выдерживания балок под нагрузкой, для бетона составов 1...3 $f=0,975$; 0,98 и 1,14 см.

При исследовании влияния длительной нагрузки на деформативность элементов использовали данные, полученные за время испытания опытных образцов в течение 10 мес. С целью оценки возможного дальнейшего изменения деформаций образцов проанализировали прогибы балок в зависимости от $\lg t$. На графиках это выразилось практически прямыми линиями прогибов, которые при продолжении их до 1000 сут идут почти параллельно.

Анализ сопоставления опытных прогибов f^{exp} , полученных графически из зависимости $f^{exp} - \lg t$ и расчетных f^{calc} ,

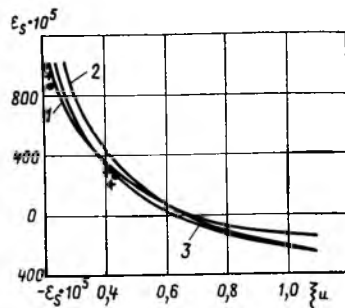


Рис. 1. Зависимость $\varepsilon_s - \varepsilon_u$ опытных балок 1 — расчет (●) и опыт для балок из контрольного бетона ($\alpha=0,85$); 2 — расчет (+) и опыт для балок из литого бетона ($\alpha=0,85$); 3 — расчет для балок из литого бетона ($\alpha=0,8$)

ли $370 \cdot 10^{-5}$ и $420 \cdot 10^{-5}$ для контрольных балок, армированных 2Ø10 А-IV и 2Ø18 А-IV. У образцов из литого бетона с добавкой С-3 эти деформации были равны $450 \cdot 10^{-5}$ и $524 \cdot 10^{-5}$ для слабо- и перестроированных балок.

Как видно из приведенных данных, на величину предельной сжимаемости бетона влияет и высота сжатой зоны бетона элементов. Деформации бетона крайнего сжатого волокна в стадии разрушения у перестроированных балок превысили деформации слабоармированных балок в 1,2 раза независимо от состава бетона.

Опытные прогибы элементов из литого бетона с добавкой С-3 оказались больше, чем в элементах из бетона без добавок в среднем на 5 и 16% для слабо- и перестроированных балок.

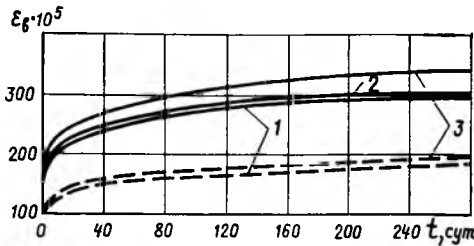


Рис. 2. Деформации сжатой зоны бетона балок 1...3 перестроированные и слабоармированные из бетона составов 1...3

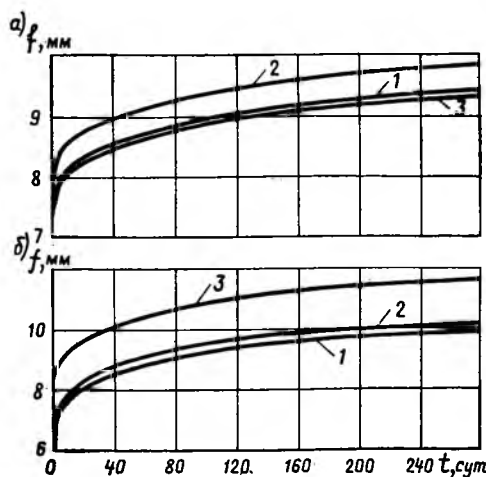


Рис. 3. Прогибы слабо- (а) и перестроированных (б) балок из бетона составов 1...3 1 — из контрольного бетона; 2, 3 — из литого бетона

подсчитанных по СНиПу, свидетельствует о том, что если f^{calc} , определенная при $\nu=0,15$ для элементов из контрольного бетона без добавки и бетона с добавкой С-3 состава 2, вполне удовлетворительно оценивает опытные прогибы, то для образцов из литого бетона с добавкой С-3, для правильной оценки f^{exp} , необходимо принять $\nu=0,1$.

После 10 мес выдерживания балок под

длительной нагрузкой образцы разгрузили и испытали кратковременной нагрузкой до разрушения. При этом установлено, что длительная нагрузка не оказала заметного влияния на прочность балок и разрушение их происходило практически при тех же нагрузках, что и балок, испытанных на кратковременное нагружение.

Таким образом, результаты экспери-

ментально-теоретических исследований свидетельствуют о том, что бетоны из высокоподвижных и литых смесей с добавкой С-3 можно использовать в изгибаемых железобетонных элементах. При этом при расчете прочности и деформативности этих элементов по СНиП 2.03.01—84 необходимо учитывать особенности физико-механических свойств пластифицированных бетонов.

УДК 666.97.015

А. М. КВЕРНАДЗЕ, В. Н. ТОГОНИДЗЕ, Г. Г. ИВАНИАДЗЕ, инженеры,
Г. Л. ДАЛАКИШВИЛИ, канд. техн. наук (ИСМиС АН ГССР)

Изучение твердения и усадки бетона в ранней стадии методом голографической интерферометрии

Процесс твердения и усадки бетона в ранней стадии играет важную роль в формировании физико-механических характеристик и напряженно-деформированного состояния в бетонных и железобетонных элементах. Собственные напряжения, развивающиеся в этих элементах на данной стадии, нередко обуславливают возникновение трещин еще до приложения к ним внешней нагрузки. Поэтому исследованию твердения и усадки бетона в раннем возрасте для определения возникающего при этом напряженно-деформированного состояния уделяется все большее внимание.

Преимущество голографической интерферометрии, являющейся неконтактным оптическим методом, заключается в получении визуальной информации и количественной оценки деформаций на самых ранних стадиях формирования структуры цементного камня и бетона.

Для изучения твердения цементного камня и бетона использовали образцы кубы с ребром 10 см. Наблюдение вели с одного из боковых торцов, где была вставлена стеклянная пластина толщиной 2 мм. Для отождествления деформации образца и стеклянной пластины последнюю в середине по высоте покрыли непрозрачной алюминиевой краской. Для экспериментов использовали портландцемент Руставского цементного завода марки 300 с $V/C=0,3$ и 0,33, а также бетон на этом цементе состава 1:1,8:3,3 при $V/C=0,46$.

Голографические интерферограммы получали через 5...7 мин после приго-

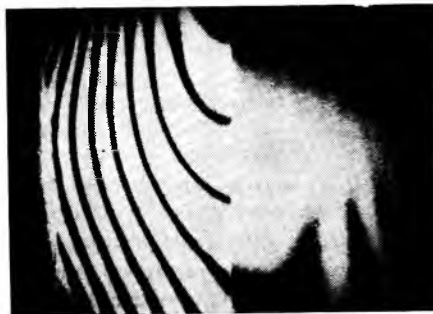


Рис. 1. Интерферограмма образца ($V/C=0,3$) в возрасте 40 мин

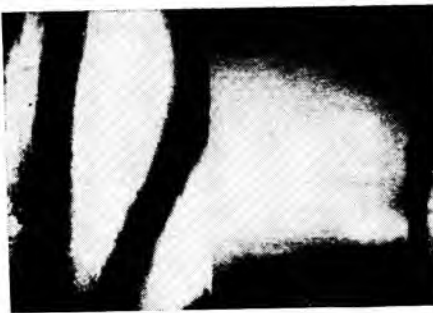
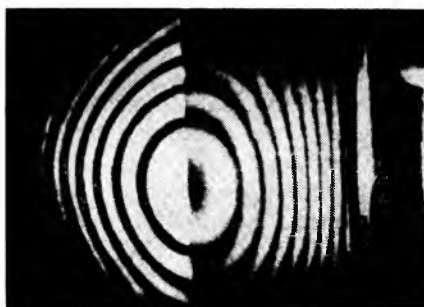


Рис. 2. Интерферограмма образца ($V/C=0,33$) в возрасте 40 мин



товления образцов. Цементное тесто формовали вручную, для бетона же применяли виброформование в течение 10 с. Эксперименты проводили в помещении с относительной влажностью воздуха 75% и температурой $20 \pm 1^\circ\text{C}$.

Интерферограммы получали одномоновым лазером (длина волны $\lambda=0,6328$ мкм) мощностью 25 мВт по схеме Лейта методом двойной экспозиции. Время экспонирования 0,5 мин с интервалом в зависимости от возраста образца 5 мин...1 ч.

Анализом интерферограмм цементного камня при $V/C=0,3$ и 0,33 установлено, что формирование структуры цементного камня начинается с глубины образца, о чем свидетельствуют четко выраженные идентичные полосы на поверхности образца и окрашенной половине стеклянной пластины (рис. 1, 2). При этом в верхних слоях цементный камень находится еще в вязком состоянии. С увеличением возраста интерференционные полосы постепенно покрывают поверхность образца. Очевидно, в процессе структурообразования цементного камня большую роль играет вода. При формировании свободная вода мигрирует в верхних слоях образца, замедляя структурообразование. Об этом свидетельствует и сравнение твердения цементного камня при различных V/C — при $V/C=0,3$ процесс протекает более интенсивно, чем при $V/C=0,33$.

Для проверки этого соображения провели эксперимент, в котором было ограничено испарение воды с верхней поверхности образца — форма была герметично закрыта крышкой (рис. 3). Как и предполагалось, формирование структуры цементного камня значительно замедлилось. Интерференционные полосы покрыли всю поверхность образца только через 6 ч после формования, при этом полосы имели абсолютно сим-

Рис. 3. Интерферограмма образца ($V/C=0,33$) в возрасте 6 ч

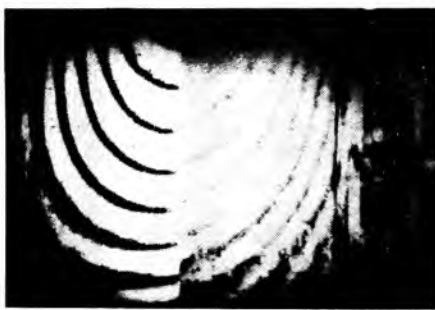


Рис. 4. Интерференграмма образца (бетон 1:1,8:3,3, В/Ц=0,46) в возрасте 1 ч



Рис. 5. Интерференграмма образца при свободном состоянии системы заполнителей



Рис. 6. Интерференграмма образца при жестком состоянии системы заполнителей

метричный характер, что указывает на симметричность протекающего процесса.

Структурообразование в бетоне также начиналось с глубины образца, но протекало значительно интенсивнее, чем в цементном камне (рис. 4).

Для исследования усадочных деформаций на равных стадиях твердения бетона и формирования напряженно-деформированного состояния в объемах между зернами заполнителей изготовили образцы в виде дисков диаметром 150 мм, толщиной 10 мм из цементного камня с включениями зерен крупного заполнителя. При этом изучали влияние пористости зерен крупного заполнителя (гранит, пористый вулканический шлак), а также роль ограничения смещения зерен заполнителя.

После формования в течение 10 ч образцы находились в эксикаторе, в котором поддерживалась 100%-ная относительная влажность воздуха. На рис. 5 приведены интерференграммы, позволяющие судить о постоянном развитии деформации усадки, когда зерна заполнителя имели возможность

свободно следовать за деформациями матрицы, а на рис. 6 — когда зерна были жестко закреплены и оказывали сопротивление смещению матрицы.

Анализом интерференграмм установлено, что усадка на разных участках во времени протекала неодинаково — период интенсивного деформирования сменялся затуханием усадки. В том случае, когда смещение зерен заполнителя не было стесненным, они могли

свободно следовать за деформациями, за период наблюдений (>7 сут) трещина не появилась.

Иная картина наблюдалась при ограниченной возможности смещения зерен. К 60 ч после изготовления образца в нем возникла усадочная трещина у одного из зерен заполнителя. Интенсивность развития усадочных деформаций в разные промежутки времени прямо пропорционально зависела от кинетики поглощения ими воды.

Выводы

Голографическая интерферометрия является универсальным методом изучения процессов твердения и усадки цементного камня и бетона на ранней стадии.

Интенсивность протекания процесса твердения цементного камня и бетона сильно зависит от количества воды. Мигрируя при формовании образца в верхних слоях, она замедляет структурообразование. Структурообразование начинается с глубинных слоев, постепенно охватывая весь объем образца, причем интенсивность этого процесса зависит от В/Ц.

Вследствие того, что усадка по глубине протекает неодинаково — более интенсивно в наружных и менее интенсивно во внутренних слоях, зерна крупного заполнителя не могут свободно следовать деформациям цементно-песчаной матрицы. Они оказываются защемленными в нижних слоях, испытывающих меньшую усадку, что очевидно является одной из причин возникновения структурных нарушений (микротрещин) в объеме бетона.

УДК 691-412(430.1)

Г. У. ХИНЦЕ, инж. (фирма «Вайс унд Фрайтаг», ФРГ);
М. З. КАГАН, канд. техн. наук, А. Л. КЛИБАНОВ, инж.
(Очаковский з-д ЖБК Мосметростроя)

Опыт изготовления блоков тоннельной обделки по технологии ФРГ

В настоящее время в нашей стране расширяется экономическое и научно-техническое сотрудничество с западными партнерами. Очаковский завод ЖБК Мосметростроя по технологии фирмы «Вайс унд Фрайтаг» освоил выпуск блоков тоннельной обделки. Одной из сложных и ответственных задач, связан-

ных с изготовлением обделки, является получение бетона на имеющихся материалах, отвечающего требованиям фирмы. К бетону предъявляются требования: прочность класса В45, распалубочная прочность (через 24 ч) — 40% проектной, водонепроницаемость W 8, морозостойкость — F100. Бетонная смесь

должна удовлетворять следующим требованиям: консистенция — расплыв конуса по методике DIN 1048—38...45 см (О. К. 8,5...10 см), воздухововлечение — $\leq 1,5\%$ по ГОСТ 10181.3—81 при В/Ц $\leq 0,43$ (из условия требования по водонепроницаемости).

Для удовлетворения предъявляемых

к бетону и бетонной смеси требований в качестве вяжущего использовали портландцемент марки 600 Здолбуновского цементно-шиферного комбината. Результаты его физико-механических испытаний представлены в табл. 1.

На заводе ЖБК применяли песок Сычевского ГОКа с $M_k=2,8$ мм ($V_n=6\%$), средней загрязненностью 0,7% ($V_n=32\%$). Частный проход через сито 0,315 мм в среднем 12% ($V_n=46\%$).

Песок не удовлетворяет требованиям ГОСТ 8736—85 и ГОСТ 10268—80 по зерновому составу фракции 0...0,315 мм однако пески других карьеров оказались еще хуже. Использовали гранитный щебень смеси фракций 5...20 мм карьеров «Игнатополь», «Коростень», «Новоукраинка» и др., не имеющих стабильного зернового состава. На заводе производили его рассев на фракции 5...10 мм и 10...20 мм для улучшения однородности и гранулометрии. Загрязненность щебня в среднем 0,32% с $V_n=50\%$, что соответствует ГОСТ 8267—82 и ГОСТ 10268—80. В качестве разжижителя в бетон вводили добавку С-3. В заводской лаборатории установили влияние С-3 на сроки схватывания цементного теста.

Цементное тесто приготавливали с В/Ц=0,26 (нормальная густота) и В/Ц=0,33.

С добавкой С-3 (В/Ц=0,26) схватывание цементного теста начиналось через 2 ч 10 мин, а заканчивалось через 3 ч 50 мин. При В/Ц=0,33—через 2 ч 10 мин и 4 ч 40 мин. Без добавки эти же показатели при В/Ц=0,26 составили 2 ч 00 мин и 3 ч 20 мин, при В/Ц=0,33—2 ч 30 мин и 6 ч 00 мин. При нормальной густоте цементного теста (26%) добавка С-3 не влияла на сроки схватывания.

Для установления соответствия полученной бетонной смеси и бетона требованиям фирмы «Вайс унд Фрайтаг» проверили консистенцию бетонной смеси (осадку и расплыв конуса, степень уплотнения и время растекания по прибору Верзе), пористость бетона, его плотность и В/Ц. При этом отобрали пробы для определения кинетики роста прочности бетона ($R_{расп} \rightarrow R_{28}$) и его водонепроницаемости. Осуществляли также мокрый рассев бетонной смеси для установления фактического гранулометрического состава заполнителя (табл. 2).

Результаты всех проверок приведены в табл. 3, 4 и на рисунке. Водонепроницаемость образцов бетона состава 1 из табл. 3 составила 1,2 МПа.

Доля песка в заполнителе — 39,25%,

Таблица 1

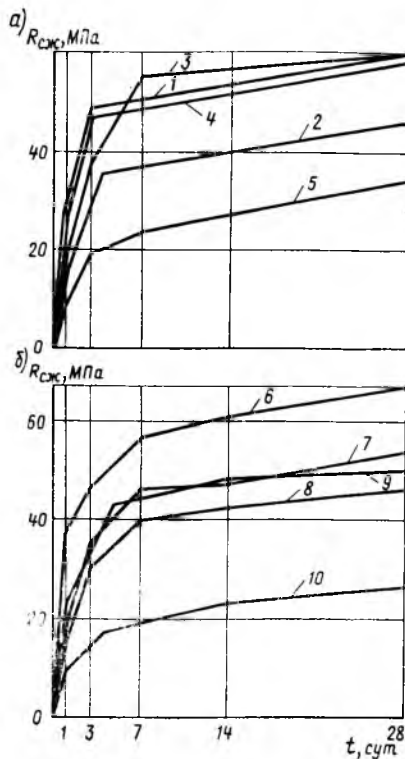
Основные показатели	Средняя величина	Коэффициент вариации, %
Н. Г. %	26	3,9
Сроки схватывания цемента, ч-мин	1—34/3—08 ¹	36,7/18,4 ¹
R_n , МПа	5,4/7,0 ²	4,8/4,6 ²
$R_{сж}$, МПа	34,1/58,0 ²	14,8/6,5 ²

Примечания: 1. Перед чертой — начало схватывания, после черты — конец. 2. Перед чертой — 3, после черты — 28 сут.

Таблица 2

Диаметр отверстия, мм	Частный остаток	Полный остаток, %
20	4,5/0,12	0,12
10	441,0/11,80	11,92
5	1863,5/49,83	61,75
2,5	346,0/9,25	71,0
1,25	173,5/4,64	75,64
0,63	271,0/7,24	82,88
0,315	313,0/8,37	91,25
0,14	299,0/7,99	99,24
<0,14	28,5/0,76	100,00

Примечание. Перед чертой — г, после черты — %.



Кинетика роста прочности бетона составов 1...5 (а) и 6...10 (б)

что и было заложено при проектировании состава бетона.

Материалы для приготовления бетона взвешивали вручную. Влажность инертных материалов, хранящихся под открытым небом, измеряли в лаборатории. Бетонную смесь приготавливали в бетоносмесителе принудительного дей-

Таблица 3

№ состава	$R_{сж}$, МПа					
	$R_{расп}$	R_1	R_3	R_7	R_{14}	R_{28}
1	13,9	27,2	48,1	49,8	—	57,8
2	—	17,1	—	—	—	44,7
3	20,0	20,5	38,1	54,1	54,2	57,5
4	17,7	26,3	46,9	48,4	—	56,6
5	4,7	9,0	18,8	23,0	27,8	32,6
6	20,3	36,1	47,0	55,8	60,5	66,8
7	18,0	18,0	35,2	44,7	46,6	53,4
8	13,3	17,1	31,0	39,3	42,0	45,2
9	18,3	22,7	—	43,3	47,2	49,4
10	9,0	10,0	—	19,1	23,0	26,3

ствия емкостью 1 м³. Рабочий объем замеса — 0,6 м³, производительность 5 м³/ч. Компоненты бетонной смеси перемешивали в течение 3 мин. Консистенцию готовой бетонной смеси определяли визуально в бетоносмесителе. Бетонную смесь перемешивали с помощью системы транспортеров. Опытные блоки формовали из расходного бункера, емкость которого позволяла производить три изделия.

С целью снижения расслоения бетонной смеси при транспортировании по предложению представителя фирмы в нее на стадии приготовления ввели стабилизатор, практика применения которого в СССР отсутствует.

Все производственные формовки (составы бетона 1...3 и 6...10) дают большой разброс результатов. Так, только в трех из восьми формовок удалось достигнуть заданной консис-

Таблица 4

№ состава	Расход материалов, кг/м ³				Консистенция бетона			Воздуховывлечение, %	γ , кг/м ³
	Ц	П	Щ	В	О. К., см	Р. К., см (DIN)	по прибору Верзе		
1	475	665	1175	158	11	46	—	—	2450
2	475	665	385/790 ¹	158	20	42	—	—	—
3	475	665	385/790	158	5	32	—	0,9	2490
4	475	665	385/790	158	10	46	12/4 ²	1,0	2460
5	475	665	415/750	178	10	42	—	0,5	2400
6	475	670	385/815	130	22	52	4/—	1,3	2460
7	450	640	385/900	163	2	—	10/—	—	—
8	365	605	385/900	97	8	38	9/—	1,2	2400
9	390	605	385/900	158	10	44	15/5	0,9	2470
10	420	605	385/900	155	8	37	18/—	1,2	2410

Примечания: 1. Перед чертой — щебень фракции 5...10 мм, после черты — 10...20 мм. 2. Перед чертой — уплотнение, с. после черты — расплыв, см. 3. Расход добавки С-3 для всех составов, кроме 5 и 7 составил 0,5% массы цемента.

УДК 691.-4

А. А. ВЕТРОВ, С. А. ВЕТРОВ, инженеры (завод ЖБИ-3 ТСО Курскстрой);
Г. С. МИТНИК, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Трехточечное опирание форм при поточно-агрегатном производстве

Преимущества опирания форм в трех точках [1, 2] подтверждены их многолетней эксплуатацией в ямных камерах при поточно-агрегатной и полуконвейерной технологиях [3], а также форм- и поддонов-вагонеток на конвейерах [4, 5].

При конвейерном производстве форм- и поддоны-вагонетки всегда опираются по рациональной схеме, а при поточно-агрегатной технологии, как правило, трехточечное опирание реализуется только в ямных камерах. Для полного использования всех преимуществ этого способа желательно и на поточно-агрегатных технологических линиях использовать сквозное трехточечное опирание.

На заводе ЖБИ-3 ТСО Курскстрой впервые трехточечное опирание применили при производстве балконных плит размером $1,12 \times 3,28$ м. Эти изделия в течение многих лет изготавливали по поточно-агрегатной технологии с тепло-влажностной обработкой бетона в ямной камере, куда загружали пакет из четырех форм. В связи с тем что пакет устанавливали на бетонное основание, которое не является абсолютно ровным и на котором довольно часто находятся посторонние предметы (подкладки, бетонные глыбы и т. п.), рабочие поверхности поддонов форм в пакете искривлялись. Таким образом, изделия твердели на искривленных поддонах и плиты имели отклонения от плоскостности до 40 мм и больше. Отмечалось также появление диагональных трещин, особенно в изделиях, твердевших в нижних формах. Большие отклонения от плоскостности граней плит нередко приводили к образованию диагональных трещин при штабелировании плит и особенно на стадии монтажа, когда защемление края искривленной плиты стеновой панелью приводило к возникновению трещин с большим раскрытием.

С целью повышения качества балконных плит и ликвидации брака на заводе старые формы заменили новыми, оснащенными тремя стойками (рис. 1). Каждая стойка выполнена из двух швеллеров № 20, обращенных друг

к другу полками. К раме поддона из швеллеров того же профиля выносные стойки крепят двумя вертикальными пластинами толщиной 10 мм. Расстояние между внутренней гранью стойки и наружной гранью борта — 20...50 мм. Высота стойки принята такой, чтобы просвет в пакете над верхом плиты до низа поддона формы, размещенной над плитой, составлял 30...40 мм.

Опыт эксплуатации форм с трехточечным опиранием в течение трех лет выявил очевидные преимущества принятой схемы опирания — брак снизился в 7,5 раза, качество плит стало намного выше, в том числе вследствие исключения опирания пакета форм через бортоснастку. Одновременно установлено, что при трехточечном опирании формы обладают повышенной жесткостью, поэтому появилась возможность снизить их массу и высоту.

На заводе изготовили шесть форм того же типа для балконных плит размером $1,32 \times 3,08$ м, поддоны которых выполнены из швеллеров № 10, а стойки — из швеллеров № 14. Уменьшение вдвое высоты рамы поддона позволило снизить на 100 мм высоту стоек и на 600 мм высоту пакета, что повысило коэффициент заполнения объема камеры. Масса формы при этом составила 820 кг, что на 200 кг меньше, чем в первом варианте.

На третьем этапе внедрения трехточечного опирания изготовили восемь форм для панелей внутренних стен размером $1,62 \times 2,67$ м. Раму поддона в этих формах выполнили из двух продольных и четырех поперечных неравнополочных уголков 100×50 мм и шести раскосов из полосы 6×80 мм. Масса этой формы по сравнению с ранее применявшейся снижена на 120 кг.

Эксплуатация форм с тремя опорами для панелей внутренних стен начата в 1988 г. Годовой эффект от перехода к рациональной схеме опирания, достигаемый в основном благодаря снижению массы форм и исключению брака, составил 3,7 тыс. р.

тенции бетонной смеси, что составило 38%. В двух (25%) — распалубочной прочности, в одной (12%) — проектной прочности и во всех формах обеспечено требуемое воздухововлечение. В пяти случаях (62%) отсутствовало расслоение бетонной смеси на ленточном транспортере.

Качество блоков при распалубке определяли визуально по наличию сколов (38%), раковин (50%), пористости (100%) и грязных разводов (100%).

Использование множества критериев в оценке качества бетонной смеси позволило получить более реальную картину при анализе результатов. Так, бетон состава 6 при визуальной оценке имел более высокую пластичность и пористость по сравнению с бетоном других составов.

Это подтверждается и экспериментально (воздухововлечение около 1,3%). Но бетон данного состава имеет один из лучших показателей по плотности (2460 кг/м^3) и оптимальный по прочности (66,8 МПа). Наличие пористости во всех случаях вероятнее всего является следствием действия суперпластификатора С-3, способствующего вовлечению воздуха в бетон. Наличие на всех блоках грязных разводов, по нашему мнению, объясняется влиянием загрязненности мелкого заполнителя.

Для оценки прочности бетона производственных составов использовали методику ГОСТ 18105—86. Средняя прочность бетона, изготовленного на производственной линии в проектном возрасте, составила 50,1 МПа ($V_n = 32\%$). Если при этом не учитывать прочность бетона составов 9 и 10, на величины которых оказал действие стабилизатор, то прочность составила 54,2 МПа ($V_n = 22\%$).

В результате совместной работы с фирмой «Вайс унд Фрайтаг» установлено, что использование ленточных транспортеров при подаче пластичной бетонной смеси ($O.K. = 9...11 \text{ см}$) способствует ее расслоению.

Применение стабилизатора практически ликвидировало расслоение бетонной смеси, но снизило прочность бетона. При приготовлении бетонной смеси следует постоянно контролировать фактическое V/C , C и γ . Это позволит оперативно воздействовать на производство бетона и добиваться большей стабильности результатов.

Опыт внедрения форм с тремя опорными стойками оказался очень удачным, однако то обстоятельство, что подъем и транспортировку форм проводили с захватом за четыре проушины, не позволило реализовать все возможности трехточечного опирания, в частности связанные с экономией металла на формы.

С целью дальнейшего совершенствования производства и повышения качества продукции, завод перевел изготовление железобетонных перегородок размером 2,61×3,16 м, толщиной 50 мм, осуществляемое в горизонтальных формах, на трехточечное опирание. Для этого изготовили семь новых форм, у которых поддоны оснащены тремя опорными стойками и тремя подъемными проушинами (рис. 2). Рама поддона выполнена с раскосной решеткой.

Сочетание трехточечного опирания на всех постах и при транспортировке и решетки рационального типа позволило и при ширине поддона >2,5 м принять раму поддона из швеллеров № 10. Как следствие, масса форм составила 880 кг, в то время как старые формы с рамой поддона из швеллеров № 18, решеткой из поперечных и продольных балок и обычной схемой опирания весили 1600 кг.

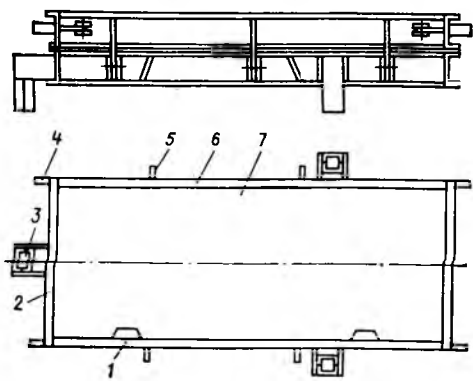


Рис. 1. Форма с тремя опорными стойками
1 — продольный откидной борт; 2 — то же, торцевой; 3 — опорная стойка; 4 — замок; 5 — проушина; 6 — продольный борт, приваренный к поддону; 7 — поддон

Опорные стойки не вынесены за пределы формы, а расположены под наружными балками поддона. Это значительно уменьшило изгибающие моменты в элементах рамы поддона, а сами стойки требуют намного меньше расхода стали. Для обеспечения горизонтального положения формы при подъеме и транспортировании с помощью стропа с ветвями одинаковой длины в поддоне все три проушины расположены на разной высоте.

Преимущества новой формы не ограничиваются снижением массы и уменьшением на $\frac{1}{4}$ числа опорных и подъем-

ных устройств. Меньшая высота новой формы позволяет в ямной камере располагать одиннадцать форм вместо восьми, что позволяет лучше использовать объем пропарочной камеры и снизить расход пара на 1 м³ бетона.

Экономический эффект при изготовлении форм благодаря снижению их металлоемкости и сокращению трудозатрат составил 2,2 тыс. р. Годовой эффект от перехода к рациональной схеме опирания, достигаемый вследствие снижения брака и увеличения коэффициента заполнения камеры, достиг 1,6 тыс. р.

Дальнейшее внедрение поддонов рациональной конструкции заключалось в изготовлении в конце 1989 г. четырех форм для плит перекрытий размером 3,9×1,6 м, толщиной 160 мм, формуемых горизонтально на поточно-агрегатной линии. Эти формы также опираются друг на друга через три выносные консоли с приваренными к ним опорными стойками (рис. 3). Однако в отличие от ранее внедренных вариантов консоли не приварены к раме поддона, а являются продолжением несущих балок рамы, выполненной из швеллера № 20. Такая схема позволила упростить изготовление форм и значительно повысить жесткость узла «рама — опорная стойка».

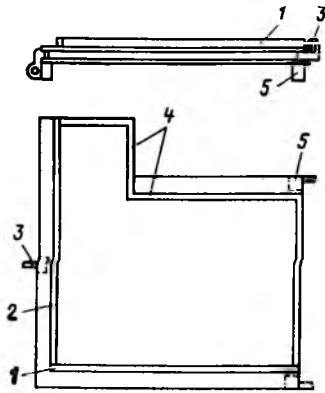


Рис. 2. Форма с тремя опорными стойками и тремя проушинами

1 — торцевой откидной борт; 2 — то же, продольный; 3 — проушина; 4 — борта, приваренные к поддону; 5 — опорная стойка

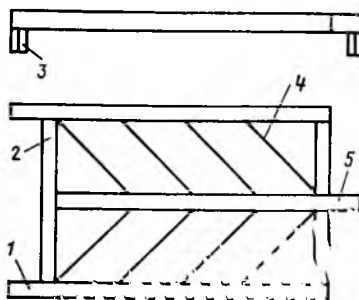


Рис. 3 — Поддон с выносными балками рамы
1 — продольная наружная балка с консолью; 2 — поперечная балка; 3 — опорная стойка; 4 — раскос; 5 — продольная центральная балка с консолью

Трехточечное опирание оказалось эффективным не только в формах, но и для любого технологического оборудования, перемещаемого в процессе работы. На заводе, например, на подъем за три точки в 1988 г. перевели два контейнера размером в плане 1,8×3,6 м, грузоподъемностью 5 т для транспортировки мелких карнизных плит. В старом варианте были предусмотрены четыре петли, однако рабочие, как правило, стропами загруженные контейнеры за две петли по диагонали. Вследствие этого контейнеры сильно деформировались, что приводило к частым ремонтам.

Модернизация контейнера, при которой две петли были удалены и одна приварена по продольной оси в торце, усиленном двумя раскосами, позволила контейнер всегда захватывать только за три точки. Благодаря этому исчезла необходимость в периодическом ремонте контейнеров и их замене.

Полугодовой опыт эксплуатации контейнеров с тремя подъемными петлями показал рациональность этой схемы. В 1989 г. изготовили десять контейнеров размером в плане 1,5×3,9 м аналогичной конструкции для транспортировки ограждений лоджий.

В настоящее время на заводе эксплуатируется 16 контейнеров различного назначения с захватом за три точки. Экономический эффект, достигнутый в основном благодаря снижению эксплуатационных затрат на ремонт и замену изношенных контейнеров, составил 2,1 тыс. р.

На заводе ЖБИ-3 в ближайшие годы намечено провести расширение производства и реконструкцию всех действующих линий. Во всех цехах, в том числе и на вновь создаваемых конвейерах, предусмотрено трехточечное опирание форм. После завершения реконструкции на предприятии 100% форм будет опираться по рациональной схеме.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Митник Г. С. Выбор схемы опирания форм//Формы для производства сборного железобетона. — М.: Стройиздат. — 1972. — С. 26—39.
2. Рекомендации по расчету и конструированию форм при трехточечном опирании. — М.: НИИЖБ. — 1978. — 40 с.
3. Волков М. А., Ременников В. Р., Митник Г. С. Трехточечное опирание форм на полуконвейерных линиях//Бетон и железобетон. — 1986. — № 2. — С. 31—32.
4. Митник Г. С. Формы и поддоны-вагонетки в конвейерном производстве//Конвейерное производство железобетонных изделий. — М.: МДНТП. — 1981. — С. 132—139.
5. Мухин А., Митник Г. Конвейеры с формами-вагонетками рациональной конструкции//На стойках России. — 1986. — № 8. — С. 54—55.

Конструкция наголовников, обеспечивающая повышение ударостойкости железобетонных свай

Одно из перспективных направлений в области строительного производства — механизированная безотходная технология возведения свайных фундаментов, предусматривающая совершенствование машин и механизмов для свайных работ. Особое значение имеет создание сваепогружающих машин и механизмов, обеспечивающих сохранность конструкций свай от разрушения при погружении в грунт.

Основными сваебойными механизмами в настоящее время являются дизель-молоты, которыми погружают около 80% свай. Используемые наголовники не всегда обеспечивают сохранность свай при забивке, имеют нестабильные параметры и быстро выходят из строя. При погружении модульных свай недопустимо разрушение стыковочного узла, поскольку это нарушает безотходную технологию производства свайных работ. В связи с этим значительно повышаются требования к свайным наголовникам.

В ДальНИИСе провели исследования системы «дизель-молот — свая — грунт», включающие математическое моделирование на ЭВМ, натурные испытания на стенде, эксперименты на физической модели и в условиях производства.

Изучением взаимодействия дизель-молота со свайей установлена важная роль наголовника в передаче энергии от молота к свае. При анализе производственного опыта и научных исследований получены требования для разработки оптимальной конструкции наголовника:

- сохранять постоянными упругие характеристики амортизаторов в течение всего срока службы, поскольку это повышает точность определения несущей способности по данным забивки свай;
- передавать энергию удара молота на погружение свай с минимальными потерями;

- центрировать удар и равномерно распределять напряжения в голове свай;

- быть удобным в обращении, т. е. иметь относительно небольшую массу и просто устанавливаться на голове свай;

- при конструктивной и технологической простоте изготовления обладать

низкой стоимостью и малыми трудозатратами, быть достаточно долговечными; как часть системы «молот-наголовник — свая — грунт» обеспечивать благоприятный удар по условиям внутренних напряжений в свае.

Изучение конструкций наголовников с одним амортизатором и без него показало их большую эффективность. КПД наголовника без амортизатора в 1,5 раза выше, однако напряжения, возникающие в голове свай при ударе, сильно возрастают, что снижает ударостойкость головы свай. Использование наголовников с одним амортизатором позволит повысить КПД на 20...30% по сравнению с применяемыми в настоящее время наголовниками с двумя амортизаторами.

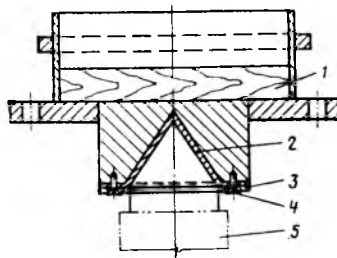


Рис. 1. Наголовник для погружения модульных свай с конусным стыком

1 — верхний деревянный амортизатор; 2 — алюминиевая прокладка; 3 — прижимная пластина; 4 — винты; 5 — голова свай

Обеспечить ударостойкость головы свай можно благодаря снижению нагрузки на голову свай подбором амортизатора по его упругим и геометрическим характеристикам, повышению прочности материала свай, перераспределению нагрузок и выбору оптимального их распределения в пределах головы свай изменением формы контактных поверхностей, компенсацией разрушающих напряжений в голове свай при ударе ее обжатием. Основным материалом для амортизаторов является древесина (дуб, береза), иногда резина отработанных автомобильных покрышек.

В ДальНИИСе исследовали наголовник для забивки модульных свай с конусным стыком с использованием в ка-

честве нижнего амортизатора алюминиевой прокладки толщиной 2...3 мм (рис. 1) или прокладки из транспортной ленты толщиной 5...6 мм. В верхнюю часть наголовника в обоих случаях укладывали деревянную прокладку.

Алюминиевая прокладка в нижнем гнезде наголовника удерживалась прижимной пластиной на четырех винтах. Производственные испытания показали, что такая прокладка обладает хорошими демпфирующими свойствами и позволяет равномерно распределить ударные напряжения по всей поверхности конусной головы свай, повышает КПД наголовника. Геометрические размеры прокладки необходимо рассчитывать с учетом массы дизель-молота и свай, а также горно-геологических условий стройплощадки. Алюминиевые прокладки успешно использовали при погружении модульных свай с конусным стыком и ударостойких свай конструкции ДальНИИСа. Учитывая демпфирующие свойства алюминия, разработана рабочая документация свайного наголовника, который передает энергию молота только через алюминиевый сердечник.

Прокладка из транспортной ленты в нижнем гнезде наголовника позволяет предохранить конусную головку свай от разрушений, но КПД при этом значительно ниже, чем у алюминиевой. В процессе эксплуатации она сравнительно быстро изнашивается.

С целью повышения ударостойкости головы модульной свай в ДальНИИСе разработана конструкция наголовника, обеспечивающего обжатие головы свай. Обжимающее устройство отличается тем, что не требуется подведения к наголовнику дополнительной энергии. Обжатие головы свай осуществляется механически под действием упругих элементов, например рессор, тарельчатых пружин или набора резиновых шайб. Конструкция свайного наголовника с обжимающим устройством для модульных свай уже испытана на объектах Владивостока. Данная конструкция обеспечивает обжатие головы и верхней части свай в местах возникновения максималь-

ных разрушающих напряжений, что позволяет увеличить ударостойкость головы сваи при ее погружении ударами молота.

Одновременно предложено обжимающее устройство для свай прямоугольного (трапециедального) сечения, состоящее из четырех рычагов, с одних концов соединенных шарнирно, а с других — на пальцах с возможностью перемещения вдоль пальцев, с усилием разжимая упругие элементы. С целью центрирования обжимающих усилий упругих элементов рычаги соединены на пальцах через шаровые вставки.

Обжимающее устройство для модульных свай круглого или прямоугольного (трапециедального) сечения устанавливается на полки в нижней части корпуса наголовника. В верхнее гнездо наголовника укладывают амортизатор. Наголовник крепят тросом через проушины к дизель-молоту. Обжимающее устройство снабжено скосами для облегчения установки наголовника на сваю. Площадь поперечного сечения головы сваи несколько больше площади просвета обжимающего устройства. Поэтому при установке наголовника на сваю обжимающее устройство разжимается и свая упирается в основание наголовника, при этом голова сваи обжата под действием упругих элементов. Усилие обжатия сваи можно регулировать болтом. Погружение свай производят ударами дзель-молота по верхней части корпу-

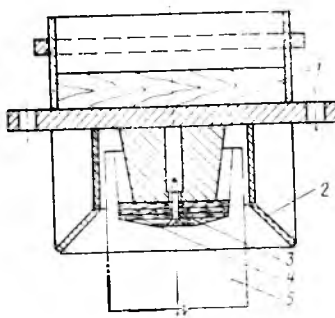


Рис. 2. Наголовник для погружения модульных свай со стаканым стыком
1 — верхний деревянный амортизатор; 2 — направляющие; 3 — болтовое крепление нижнего амортизатора; 4 — наборный нижний амортизатор; 5 — голова сваи

са наголовника через амортизатор. Для снятия наголовника со сваи достаточно поднять дизель-молот с закрепленным наголовником вверх по стреле копра, при этом обжимающее устройство упирается в полки и снимается с головы сваи.

Для погружения свай со стаканым стыком также разработана и испытана конструкция свайного наголовника (рис. 2). С нижней стороны основания наголовника жестко монтируют боек, который в рабочем состоянии входит в полость стаканного стыка и через амортизатор передает энергию удара молота на сваю. Дно стаканного стыка имеет сферическую поверхность. Ударный импульс передается только через дно ста-

канного стыка, поскольку его кромка не соприкасается с основанием наголовника и поэтому не передает ударный импульс. Наголовник снабжен направляющими, облегчающими установку наголовника на сваю. Тросом за проушины наголовник крепят к дизель-молоту. При эксплуатации таких наголовников голова сваи не разрушается. Однако существенный недостаток заключается в том, что нижний амортизатор не скреплен с бойком. В настоящее время прорабатывают конструкцию крепления амортизатора, позволяющую удерживать его при снятии наголовника со сваи.

Выводы

В качестве амортизатора для забивки модульных свай с конусным стыком целесообразно использовать алюминиевую прокладку или прокладку из материала с подобными упруго-пластическими характеристиками.

Боквое обжатие головы сваи при забивке компенсирует разрушающие касательные напряжения и позволяет значительно повысить ударостойкость свай.

Применение тяжелых молотов, обеспечивающих наибольшую эффективность погружения свай, целесообразно и при использовании наголовников, повышающих ударостойкость свай.

Конструкция наголовника для забивки свай со стыковочным узлом определяет форму ударного импульса и распределение напряжений в голове сваи. Правильность выбранной конструкции наголовника повышает его КПД.

НОРМОКОМПЛЕКС ОПЕРАТОРА- ДЕФЕКТОСКОПИСТА «АРМАТУРА-I»

Предназначен для выполнения работ с целью выявления дефектов сварки типа трещин, непроваров, пор и шлаковых включений в стыковых соединениях стержней из арматурной стали классов А-II, А-III, Ат-IIIс и Ат-IVс, выполненных ванными и многослойными способами сварки в инвентарных формах, на скобах-накладках или без формующих устройств при монтаже сборных и возведении монолитных железобетонных конструкций.

Диаметр арматурных стержней, мм	20...80
Производительность контроля, стыков/ч	10
Питание: гальванические элементы типа 373, шт.	6
Напряжение, В	9
Температура окружающего воздуха, °С	25...40
Время непрерывной работы, ч	не менее 8
Цена нормокомплекта, р	2000

Разработчики: КТБ НИИЖБ Госстроя СССР,
Обнинский филиал треста Оргтехстрой-11.
Изготовитель: НПО «Прибор» Минавтосельхозмаша

Определение площади симметричного армирования внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения

В Харьковском ПромстройНИИпроекте составлены таблицы железобетонных элементов прямоугольного сечения, в частности — с симметричным армированием при работе на внецентренное сжатие. Вычисления выполняли с помощью ЭВМ. При этом методика последовательных приближений* не была принята, во-первых, из-за большого расхода машинного времени, а во-вторых, вследствие того, что отмечались случаи, когда процесс последовательных приближений расходился. Поэтому разработали специальный вычислительный прием, позволяющий избежать этих недостатков.

При первом случае внецентренного сжатия, когда высота сжатой зоны бетона (рис. 1)

$$x = \frac{N}{R_b b} \leq x_{гр} = \xi_R h_0, \quad (1)$$

где N — действующая сжимающая сила; b, h_0 — ширина и рабочая высота сечения; ξ_R — коэффициент по формуле (25) СНиПа, неизвестную площадь арматуры $A_s = A'_s$ предлагается определять из уравнения равновесия

$$N e = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (2)$$

при соблюдении условия $R_s = R_{sc}$ (т.е. равенства расчетных сопротивлений ар-

матуры на растяжение и на сжатие) и при использовании выражения для нахождения критической силы по нормам

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\Phi_l} \times \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\Phi_p}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] \quad (3)$$

В данном случае его можно записать в виде

$$N_{cr} = R_1 + R_2 A_s, \quad (3')$$

$$\text{где } R_1 = \frac{6,4 E_b I}{\Phi_l l_0^2} \times \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\Phi_p}} + 0,1 \right);$$

$$R_2 = \frac{12,8 E_b b}{l_0^2} \left(\frac{h}{2} - a \right)^2;$$

I_s — момент инерции арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения:

$$I_s = 2A_s \left(\frac{h}{2} - a \right)^2.$$

Выразив площадь арматуры из формулы (2), получим

$$A_s = A'_s = \frac{N e - R_b b x (h_0 - 0,5x)}{R_s (h_0 - a')} = R_3 e - R_4,$$

$$\text{где } R_3 = \frac{N}{R_s (h_0 - a')};$$

$$R_4 = \frac{R_b b x (h_0 - 0,5x)}{R_s (h_0 - a')}.$$

Подставим выражение для A_s в формулу (3') и получим

$$N_{cr} = R_5 + R_6 e, \quad (4)$$

где $R_5 = R_1 - R_2 R_4$; $R_6 = R_2 R_3$.

С другой стороны, эксцентриситет продольной силы относительно растянутой арматуры определяется выражением

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = e_0 \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N} + \frac{h_0 - a'}{2}. \quad (5)$$

Если подставить это выражение в равенство (4) и ввести обозначения $R_7 = R_5 + 0,5(h_0 - a')R_6$; $R_8 = R_6 e_0$, то получим квадратное уравнение относительно N_{cr} :

$$N_{cr}^2 - N_{cr} (N + R_7 + R_8) + N R_7 = 0. \quad (6)$$

Это уравнение всегда имеет два вещественных корня, из которых по крайней мере один положителен. Если оба корня больше действующей силы N , то для дальнейших вычислений выбирают меньший. Если только один корень больше, то его принимают в качестве N_{cr} . Наконец, если оба корня меньше N , то это означает, что сечение не проходит по гибкости.

Необходимую площадь арматуры находят по зависимости

$$A_s = A'_s = N_{cr} - \frac{R_1}{R_2}. \quad (7)$$

Когда по формуле (1) $x > x_{гр}$, это означает второй случай внецентренного сжатия. Если при этом класс бетона по прочности не выше В30, то второе уравнение равновесия вместо (1) примет вид

$$N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x, \quad (8)$$

где

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - \frac{x}{h_0}}{1 - \xi_R} - 1 \right) R_s. \quad (9)$$

При увеличении высоты сжатой зоны x с $\xi_R h_0$ до h_0 напряжение σ_s уменьшается с R_s до нуля при $x = 0,5(1 + \xi_R)h_0$, после чего становится отрицательным

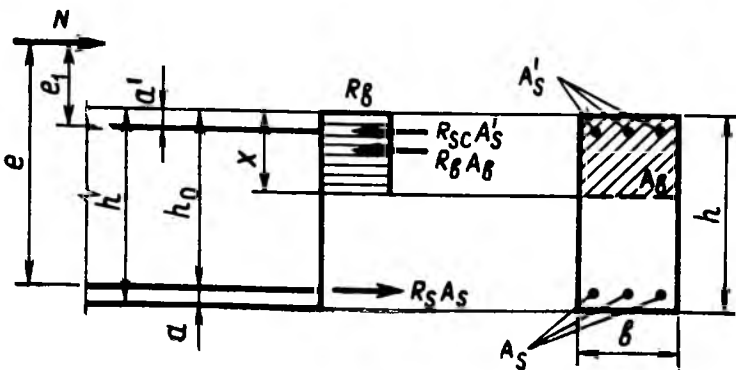


Рис. 1. Схема приложения усилий и поперечного сечения внецентренно сжатого элемента

(т.е. арматура A_s становится сжатой) и при $x=h_0$ $\sigma_s = -R_s$. В этом случае подставим выражение для σ_s в уравнение (8) и, учитывая, что $A_s = A'_s$, после преобразований получим

$$x = \frac{N(1 - \xi_R) + 2A_s R_s \xi_R}{R_b b h_0 (1 - \xi_R) + 2A_s R_s} \times \\ \times h_0 = \frac{A + B A_s}{C + D A_s}, \quad (10)$$

где $A = N h_0 (1 - \xi_R)$;

$$B = 2R_s h_0 \xi_R;$$

$$C = R_b b h_0 (1 - \xi_R);$$

$$D = 2R_s.$$

Найденное значение высоты сжатой зоны x подставим в первое уравнение равновесия (2):

$$N e = R_b b \left(\frac{A + B A_s}{C + D A_s} \right) \times \\ \times \left(h_0 - 0,5 \frac{A + B A_s}{C + D A_s} \right) + \\ + R_s A_s (h_0 - a'). \quad (11)$$

С другой стороны,

$$N e = N \left(e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} \right) = \\ = N \left(e_0 \frac{N_{cr}}{N_{cr} - N} + \frac{h_0 - a'}{2} \right). \quad (12)$$

Заменив N_{cr} выражением $R_1 + R_2 A_s$ и приравняв две зависимости для $N e$, получим уравнение четвертой степени относительно A_s .

$$N \frac{2e_0 (R_1 + R_2 A_s)}{2(R_1 + R_2 A_s - N)} + \\ + N \frac{(R_1 + R_2 A_s - N)(h_0 - a')}{2(R_1 + R_2 A_s - N)} = \\ = R_b b \frac{A + B A_s}{C + D A_s} \times \\ \times \left(h_0 - 0,5 \frac{A + B A_s}{C + D A_s} \right) + \\ + R_s A_s (h_0 - a'). \quad (13)$$

Если оно не имеет действительных корней, то это означает, что прочность сечения недостаточна и ее невозможно обеспечить ни при каком значении A_s . Если уравнение имеет два или четыре действительных корня и все они отрицательные, то это указывает на то, что прочность сечения достаточна и при отсутствии арматуры. Если же имеется несколько положительных корней, то для каждого из них по формуле (10) определяют высоту сжатой зоны x и проверяют выполнение условия

$$\xi_R h_0 < x \leq h_0. \quad (14)$$

Если оно выполняется для нескольких корней (значений A_s), то в качестве искомого площади арматуры принимаем наименьший. Если же оно не выполня-

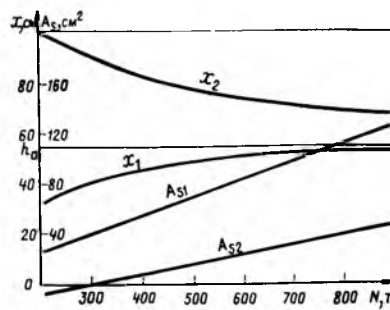


Рис. 2. График изменения площади армирования и высоты сжатой зоны бетона в зависимости от продольной силы

ется ни для одного положительного корня, то прочность сечения обеспечить не удастся.

Выполнить полное аналитическое исследование поведения уравнения (13) ввиду громоздких и сложных зависимостей между его коэффициентами не представляется возможным. Но численные исследования на большом количестве примеров при составлении таблиц показали, что это выражение имеет два комплексных и два действительных корня. При фиксированном значении изгибающего момента и начальной величине продольной силы один из корней положительный и соответствующая ему высота сжатой зоны бетона удовлетворяет ограничениям (14), второй корень — отрицателен. При росте продольной силы оба корня увеличиваются и при некотором ее значении второй также становится положительным, в этот момент для него $x > h_0$. При дальнейшем росте продольной силы формальное выполнение вычислений ($\mu > 3\%$) показывает, что оба корня продолжают расти. Соответствующая большему корню высота сжатой зоны также увеличивается, а меньшему уменьшается, причем оба эти значения асимптотически приближаются к h_0 , первое — снизу, а второе — сверху (рис. 2).

Если отмечается второй случай внецентренного сжатия, а класс бетона по прочности выше В30, то в качестве второго уравнения равновесия и выражений для напряжений в обеих арматурах используют равенства (66) и (67) СНиПа. В данном случае

$$R_b b x - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s - N = 0; \quad (15)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{1,1 \sigma_{scu}}{1,1 - \omega} \left(\frac{\omega h_0}{x} - 1 \right); \\ \sigma'_s &= \frac{1,1 - \sigma_{scu}}{1,1 - \omega} \left(\frac{\omega a'}{x} - 1 \right). \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

Подставим выражения для напряжений в уравнение равновесия (15)

$$R_b b x^2 - N x - A_s k_1 + A'_s x k_2 = 0, \quad (17)$$

$$\text{где } k_1 = \frac{1,1 \omega k \sigma_{scu}}{1,1 - \omega};$$

$$k_2 = \frac{2,2 \sigma_{scu}}{1,1 - \omega},$$

откуда

$$A_s = \frac{R_b b x^2 - N x}{k_1 - k_2 x}. \quad (18)$$

Подставим в первое уравнение равновесия (2),

$$N e = R_b b x (h_0 - 0,5 x) + \\ + R_s (h_0 - a') \frac{R_b b x^2 - N x}{k_1 - k_2 x}. \quad (19)$$

С другой стороны, как и в предыдущем случае

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = \\ = e_0 \frac{R_1 + R_2 A_s}{R_1 + R_2 A_s - N} + \frac{h_0 - a'}{2}.$$

Подставим это выражение в равенство (19) и получим окончательную зависимость — уравнение пятой степени относительно x :

$$N e_0 \left[\frac{R_1 (k_1 - k_2 x)}{S + T} + \frac{R_2 (R_b b x^2 - N x)}{S + T} \right] + \\ + N \frac{h_0 - a'}{2} = R_b b x (h_0 - 0,5 x) + \\ + R_s (h_0 - a') \frac{R_b b x^2 - N x}{k_1 - k_2 x}, \quad (20)$$

где $S = (R_1 - N)(k_1 - k_2 x)$;

$$T = R_2 (R_b b x^2 - N x).$$

Оно имеет по крайней мере один действительный корень. Если несколько положительных корней x удовлетворяет условию (14), то выбирают тот, который соответствует минимальному значению A_s . Площадь арматуры при этом определяют по зависимости (18).

Пример 1. Необходимо определить симметричное армирование в сечении колонны, изготовленной из бетона класса В20 при арматуре класса А-III ($R_s = 375$ МПа). Размеры сечения $b \times h = 40 \times 60$ см, $a = a' = 5$ см, действующие усилия $M = 200$ кН·м, $N = 500$ кН, доля длительно действующих усилий в полной их величине составляет 0,75. Расчетная длина колонны 12 м, все коэффициенты условий работы равны единице. Характеристика сжатой зоны бетона $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 11,7 = 0,756$, относительная граничная ее высота

$$\xi_R = \frac{0,756}{1 + \frac{375}{400} \left(1 - \frac{0,756}{1,1} \right)} = 0,585,$$

откуда $x_{гр} = 0,585 \cdot (60 - 5) = 32,2$ см. Момент инерции бетонного сечения

$$I = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 720\,000 \text{ см}^4,$$

отношение модулей деформации

$$\alpha = \frac{200\,000}{27\,500} = 7,28.$$

Поскольку

$$x = \frac{N}{R_b b} = \frac{500\,000}{11,7 \cdot 400} = 106,8 \text{ мм} < x_{гр} = 32,2 \text{ см},$$

имеем первый случай внецентренного сжатия.

Далее получим:

$$R_1 = \frac{6,4 \cdot 27\,500 \cdot 720\,000 \cdot 10^4}{1,75 \cdot 1200^2 \cdot 10^2} \times$$

$$\times \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,667} + 0,1 \right) = 1\,230\,000;$$

$$R_2 = \frac{12,8 \cdot 27\,500 \cdot 7,28}{1200^2} \cdot (30-5)^2 = 1112;$$

$$R_3 = \frac{500\,000}{375 \cdot (55-5)10} = 2,66;$$

$$R_4 = \frac{11,7 \cdot 400 \cdot 1068 \cdot (55-0,5 \cdot 10,68) \cdot 10}{375 \cdot (55-5)10} = 1323;$$

$$R_5 = 1\,230\,000 - 1112 \cdot 1323 = -240\,000;$$

$$R_6 = 1112 \cdot 2,66 = 2960;$$

$$R_7 = -240\,000 + 2960 \frac{(55-5) \cdot 10}{2} = 500\,000;$$

$$R_8 = 2960 \cdot \frac{200\,000}{500} = 1\,184\,000.$$

Отсюда уравнение для определения критической силы принимает вид

$$N_{cr}^2 - 2\,184\,000 N_{cr} + 25 \cdot 10^{10} = 0.$$

Оно имеет корни $N_{cr1} = 122\,000$ и $N_{cr2} = 2\,062\,000$. Условием задачи удовлетворяет корень $N_{cr2} > 500\,000$. Отсюда

$$A_s = A'_s = \frac{2\,062\,000 - 1\,230\,000}{1112} = 749 \text{ мм}^2.$$

Пример 2. При прочих равных с примером 1 условиях в сечении действуют усилия $M = 400 \text{ кН} \cdot \text{м}$ и $N = 2000 \text{ кН}$. В этом случае

$$x = \frac{2\,000\,000}{11,7 \cdot 400} = 427 \text{ мм} > 32,2 \text{ см},$$

т.е. отмечается второй случай внецентренного сжатия. R_1 и R_2 сохраняют прежние значения, $A = 2\,000\,000 \cdot 550(1 - 0,585) = 456\,000\,000$; $B = 2 \cdot 375 \cdot 550 \times$

$\times 0,585 = 242\,000$; $C = 11,7 \cdot 400 \cdot 550 \cdot (1 - 0,585) = 1\,068\,000$; $D = 2 \cdot 375 = 750$. После подстановки в уравнение (13) и преобразований получим полином $A_s^4 + 950A_s^3 - 661 \cdot 10^4 A_s^2 - 14\,080 \cdot 10^6 A_s - 84\,500 \cdot 10^8 = 0$, имеющий корни: $A_{s1,2} = -1400 \pm 565i$; $A_{s3} = 3060$; $A_{s4} = -1210$, откуда $A_s = 30,6 \text{ см}^2$. Соответствующая этой площади высота сжатой зоны бетона по формуле (10)

$$x = \frac{456\,000\,000 + 242\,000 \cdot 3060}{1\,068\,000 + 750 \cdot 3060} = 356 \text{ мм},$$

что удовлетворяет ограничениям для этой величины. Напряжение в растянутой арматуре при этом

$$\sigma_s = 375 \frac{2 \left(1 - \frac{356}{550} \right)}{(1 - 0,585) - 1} = 262 \text{ МПа}.$$

Описанная методика применена при составлении таблиц армирования железобетонных элементов прямоугольного сечения и полностью себя оправдала, оказавшись удобной и экономной с точки зрения расхода времени ЭВМ ЕС-1045.

УДК 624.012.4

А. Н. ТЕТИОР, д-р техн. наук, проф., П. А. ЛИТОВЧЕНКО, инж.
(Симферопольский филиал ДИСИ)

Работа железобетонных фундаментов стаканного типа на раскалывание

Расчет на раскалывание [1] не учитывает возможного ослабления ортогональных сечений изгибными трещинами и реального взаимодействия фундамента с грунтовым основанием. В работе [2] предложен алгоритм расчета на раскалывание и срез стаканного сопряжения, позволяющий учесть наличие начальных трещин и более точно определить распор в стаканном сопряжении. Данный алгоритм базируется на экспериментальных исследованиях квадратных плит со сквозным проемом. При этом не моделировали работу основания, что привело к существенным различиям между расчетной моделью и реальной работой фундаментов стаканного типа. Наличие дна стаканной части фундамента приведет к тому, что часть нагрузки от колонны на фунда-

мент будет передаваться через торец колонны. Большую роль играет также наличие грунтового основания и в особенности реальная эпюра нормальных контактных напряжений по подошве фундамента

Экспериментальные исследования позволили уточнить действительный харак-

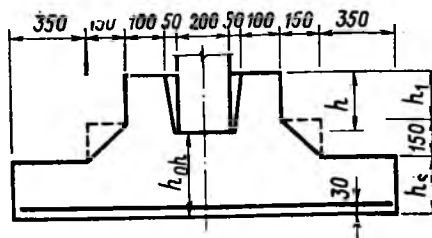


Рис. 1. Геометрические параметры опытных образцов

тер работы железобетонных фундаментов стаканного типа на раскалывание с учетом реального взаимодействия с грунтом. При этом испытывали квадратные в плане фундаменты размером $2 \times 2 \text{ м}$ (рис. 1). Основные параметры опытных образцов представлены в таблице. Все образцы армировали одиночной плоской сеткой $\varnothing 12 \text{ А-III}$ с шагом 150 мм в обоих направлениях. Для бетона замониличивания $R_b = 5,8 \text{ МПа}$. Испытания проводили в грунтовой лотке, в качестве основания использовали речной кварцевый песок с $M_k = 1 \dots 0,25 \text{ мм}$. Отношение мощности слоя основания к размеру стороны фундамента составляло 2, а рабочей площади лотка к подошве фундамента — 8.

В результате испытаний установлено, что вертикальное усилие воспринимается

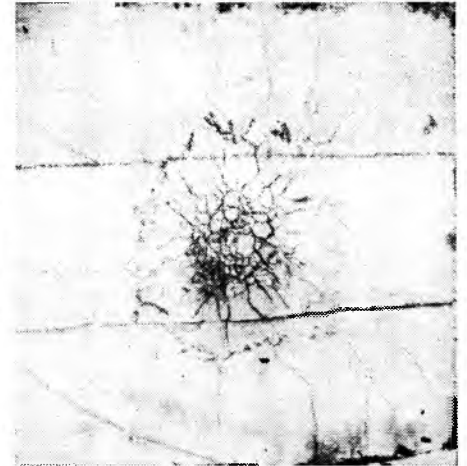
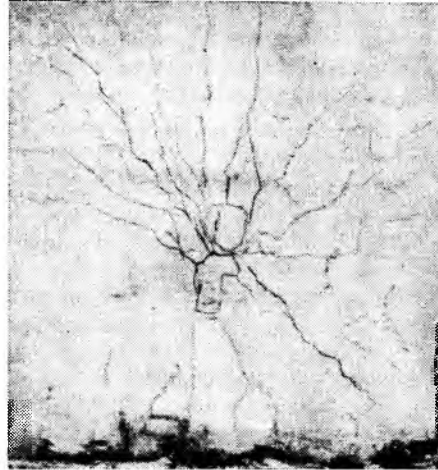
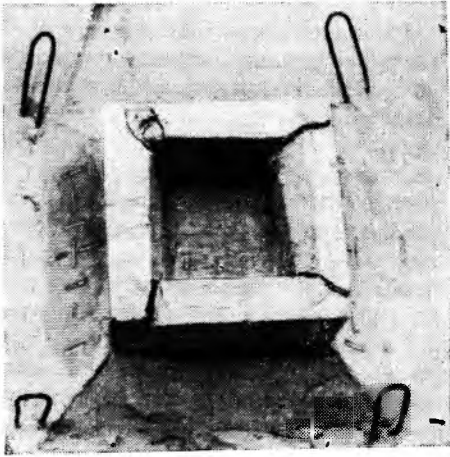
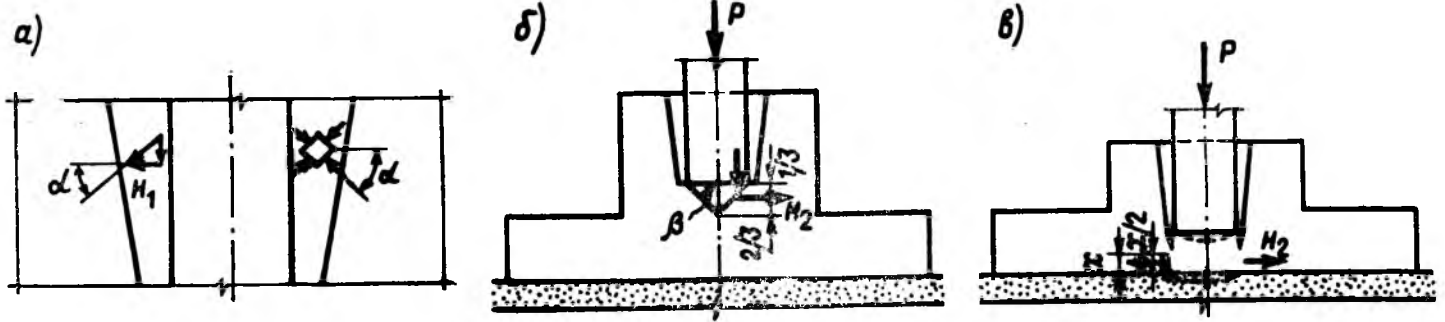


Рис. 2. Механизм возникновения распорных усилий

a — в стаканном сопряжении; *б* — в плитной части при относительно толстом дне стакана; *в* — то же, при относительно тонком дне стакана

в основном благодаря наличию сил сцепления между колонной и бетоном замоноличивания, часть нагрузки передается через торец колонны. В стаканном сопряжении возникает распорное усилие.

Сцепление бетона замоноличивания с колонной постепенно нарушается, при этом силы сцепления заменяются силами трения. Резко возрастает нагрузка, передаваемая через торец колонны. Если не происходит разрушения сопряжения или всего фундамента, то наступает третья стадия. Возможен также случай, когда вся вертикальная нагрузка передается через торец колонны.

Распор в стаканном сопряжении H_1

возникает уже на первых этапах нагружения, а не с началом микроразрушения бетона замоноличивания (рис. 2). В плитной части фундамента появление распора возможно только на второй стадии работы сопряжения. При этом распор H_2 образуется как результат двух процессов. При относительно толстом дне стакана ($h_{oh} > 0,5b_c$) распорное усилие возникает от местного действия нагрузки, передаваемой на плитную часть фундамента через торец колонны (см. рис. 2). При относительно тонком дне стакана ($h_{oh} \leq 0,5b_c$) отмечается его изгиб как плиты, жесткозашемленной по контуру. В этом случае распор H_2 является следствием невоз-

можности изменения геометрических размеров в плане нейтральной плоскости.

Для оценки H_1 и H_2 рассмотрим напряженное состояние стаканного сопряжения колонны и фундамента. Как отмечалось в источнике [2], распределение усилий в части колонны, замоноличенной в стакан

$$\frac{d^2 P(z)}{dz^2} - \frac{\rho G_{bf}}{\delta E_{bc} A_c} P(z) = 0, \quad (1)$$

где G_{bf} — модуль сдвига бетона замоноличивания; E_{bc} — начальный модуль упругости бетона колонны; A_c , ρ — площадь сечения и периметр колонны; δ — толщина шва бетона замоноличивания. При этом предполагается, что стакан обладает бесконечной жесткостью, а колонна деформируется упруго. В этом случае справедливы соотношения:

$$\tau_{zx}(z) = \gamma(z) G_{bf};$$

$$\Delta(z) = \int_0^z \varepsilon(z) dz;$$

$$\frac{dP(z)}{dz} = -\rho \tau_{zx}(z);$$

Образец	h_s , см	h_{oh} , см	Прочность бетона фундамента, МПа		Нагрузка, кН			
			R_{bt}	R_b	по [1]	разрушения стакана	появления сквозных трещин	продавливания
1	10	20	1,80	16,2	1030/813 ²	305,7/400 ³	414,9/500 ³	—
2	15	27	1,66	14,3	1193/1114	281,8/300	—	—
3	15	27	1,15	8,3	826/772	192,6/200	362,0/400	—
4	15	27	2,09	20,3	1502/1362	354,8/400	—	—
5	10	7	1,80	16,2	807/144	235,8/300	397,7/440	600
6	15	12	1,66	14,3	987/279	216,2/280	552,3/560	980
7	20	17	1,28	9,7	949/370	167,0/—	609,7/680	1400
8	15	12	1,15	8,3	684/193	149,9/200	422,0/450	800
9	15	12	1,46	11,9	868/245	190,9/250	502,9/500	900
10	15	12	2,09	20,3	1243/351	273,0/300	653,0/690	1100

Примечания: 1. Для образцов 1..4 $h=h_1=20$ см; в остальных случаях — 25 и 10 см. 2. Перед чертой — раскалывание, после черты — продавливание. 3. Перед чертой — теоретическая, после черты — опытная.

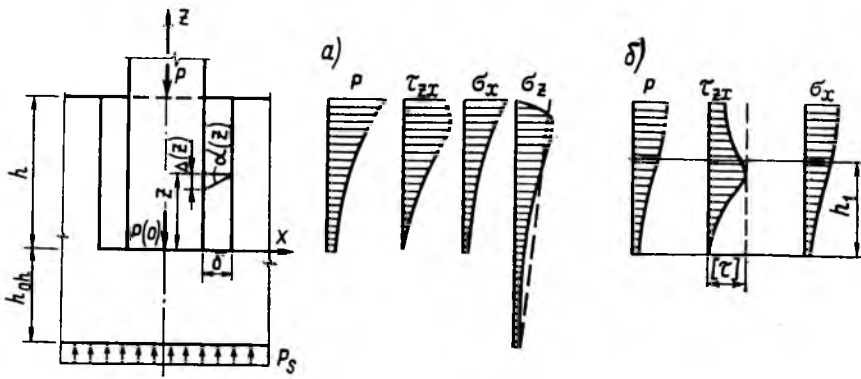


Рис. 3. Напряженное состояние стаканного сопряжения
 а - $\tau_{zx} > [\tau]$; б - $\tau_{zx} \leq [\tau]$

$$\gamma(z) = \frac{\Delta(z)}{\delta};$$

$$\varepsilon(z) = \frac{P(z)}{E_{bc} A_c}.$$

Учитывая граничные условия $P(h) = P$ и $\tau_{zx}(0) = 0$, получим решение уравнения (1)

$$P(z) = P \frac{e^{sh}}{e^{2sh} + 1} (e^{sz} + e^{-sz}), \quad (2)$$

где $s = \sqrt{\frac{\rho G_{bf}}{\delta E_{bc} A_c}}$.

В общем случае бетон замоноличивания работает в условиях трехосного напряженного состояния, и это существенно сказывается на предельных напряжениях. Для оценки угла наклона потоков главных сжимающих напряжений в силу симметрии достаточно рассмотреть напряженное состояние в ортогональной плоскости. Примем распределение вертикальных сжимающих напряжений по линейному закону с ординатами

$$\sigma_z(h) = \frac{P}{(a_c + \delta)(b_c + \delta)}$$

$$\text{и } \sigma_z(-h_{oh}) = p_s,$$

где p_s — нормальные контактные напряжения по подошве фундамента в рассматриваемом сечении.

Горизонтальные нормальные напряжения

$$\sigma_x = \sigma_{x1} + \sigma_{x2},$$

где σ_{x1} — напряжения, вызванные общим изгибом фундамента:

$$\sigma_{x1} = \frac{M_x}{W_{усл}};$$

σ_{x2} — напряжения, вызванные поперечными деформациями колонны:

$$\sigma_{x2}(z) = \frac{\mu a_c E_{bf}}{2\delta A_c E_{bc}} P(z);$$

μ — коэффициент поперечных деформаций бетона колонны; a_c — больший размер сечения колонны; E_{bf} — начальный

модуль упругости бетона замоноличивания.

Распределение касательных напряжений определяем, используя выражение (2)

$$\begin{aligned} \tau_{zx}(z) &= \frac{1}{\rho} \frac{dP(z)}{dz} = \\ &= P \frac{s}{\rho} \frac{e^{sh}}{e^{2sh} + 1} (e^{sz} - e^{-sz}), \quad (3) \end{aligned}$$

Зная компоненты напряженного состояния (рис. 3), установим направление потоков главных сжимающих напряжений

$$\operatorname{tg} 2\alpha(z) = \frac{2\tau_{zx}(z)}{\sigma_z(z) - \sigma_x(z)}.$$

Работу бетона замоноличивания можно представить как систему наклонных связей, угол наклона которых совпадает с направлением главных сжимающих напряжений. Распор при этом является горизонтальной составляющей усилий в этих связях

$$H_1(z) = \frac{\tau_{zx}(z) b_c}{\operatorname{tg} \alpha(z)},$$

а полный распор, возникающий в стаканном сопряжении,

$$H_1 = \int_0^h H_1(z) dz.$$

С целью облегчения вычислений функцию $\operatorname{tg} \alpha(z)$ примем постоянной или изменяющейся по известному закону, для определения которого найдем значение функций в интересующих точках по высоте заделки.

Если на первой стадии работы сопряжения не произошло разрушения, то переходят к анализу второй стадии. При достижении касательными напряжениями предельного значения, которое определяют, используя известные критерии прочности, произойдет нарушение контакта между бетоном замоноличивания и бетоном колонны или стакана.

При этом, как показали опыты, разрушения самого бетона замоноличивания не отмечается. На участке, где не соблюдается условие $\tau_{zx} \leq [\tau_{zx}]$, силы сцепления необходимо заменить силами трения и во все полученные выражения подставлять h_1 (см. рис. 3), и в этом сечении прикладывать силу P_1 , учитывая снижение P вследствие трения.

По зависимости (2) подсчитывают нагрузку, передаваемую через торец колонны на плитную часть фундамента

$$P(0) = \frac{2e^{sh}}{e^{2sh} + 1}. \quad (4)$$

При ее действии возникает распорное усилие как результат двух процессов. При относительно толстом дне стакана нагрузку, передаваемую через торец колонны, можно рассматривать как местную. В зоне ее приложения бетон находится в условиях трехосного сжатия, что приводит к образованию уплотненного ядра типа пирамиды (см. рис. 2). Нагрузка на одну из боковых граней пирамиды $0,25P(0)$ собирается с треугольной площадки, образованной диагональными сечениями площади загрузения. При этом распор является горизонтальной составляющей усилия на боковой поверхности пирамиды $H_2 = 0,25P(0) \operatorname{ctg} \beta$, а точка его приложения

$$z = \frac{b_c \operatorname{tg} \beta}{6},$$

причем $\beta \approx 45^\circ$ в первом приближении.

При относительно тонком дне стакана распор H_2 образуется в результате изгиба плиты жесткозаземленной по контуру (см. рис. 2). Изгибающий момент в этом случае, действующий по линии образования пластического шарнира, рекомендуется определять по таблицам [3]. Рекомендуется снижать изгибающий момент вследствие действия сил распора на 20%, тогда

$$H_2 = \frac{0,2 W_{tot}}{z_H},$$

где M_{tot} — суммарный изгибающий момент, действующий в опорном и пролетном сечении плиты параллельно одной грани; z_H — расстояние между равнодействующими сил распора в пролете и на опоре.

Точку приложения равнодействующих сил распора при изгибе плиты следует принимать в середине высоты сжатой зоны ξh_0 , которую определяют по формуле (16) СНиП 2.03.01—84.

Таким образом, алгоритм расчета фундаментов стаканного типа на раскалывание включает два этапа. На первом устанавливают нагрузку, вызывающую раскалывание стаканного сопряжения

Материальное стимулирование на заводе КПД в условиях хозрасчета

Материальное стимулирование является органической частью внутрипроизводственного хозрасчета и направлено на повышение заинтересованности трудового коллектива и отдельных работников в эффективном использовании производственных ресурсов. В условиях хозрасчета наличие средств на выплату премий находится в более жесткой зависимости от выполнения основных показателей хозяйственной деятельности предприятия. Вместе с тем роль и задачи материального стимулирования не сколько меняются, повышаются воздействие и в то же время зависимость от конечных результатов производства. Материальные стимулы должны порождать прежде всего стремление к увеличению хозрасчетного дохода, все составные части которого используются в интересах трудового коллектива. Чтобы эти стимулы действовали, необходима четкая взаимосвязь между конечными результатами и совокупностью затрат.

Рассмотрим опыт завода КПД Курского проектно-строительного объединения ТСО «Курскстрой» по материальному стимулированию работников в условиях хозрасчета. Завод является госпредприятием, находится на самостоятельном промышленном балансе, состоит из 5 основных цехов (два формовочных, арматурный, бетоносмесительный и цех по изготовлению металлоизделий). Завод выпускает детали крупнопанельного домостроения серии III-91. Мощность завода 107 тыс. м³ в год, в 1988 г. при плане 103 тыс. м³ изготовлено 104,7 тыс. м³ железобетонных изделий. Объем производства товарной продукции по плану около 9540, фактически — 9620 тыс. р.

Численность персонала предприятия за 1988 г. составила 532 человека, в том числе рабочих 434 и административно-управленческий персонал — 98 человек. 415 рабочих объединены в 14 комплексных бригад. За счет укрупнения число бригад сократилось почти в 2 раза (14 вместо 27). Фонд бригадам начисляется по нормативу в зависимости от

качества выпускаемой продукции или выполнения работ. Основой в формировании заработной платы внутри бригад является КТУ, характеризующий вклад каждого члена бригады в общее дело.

На заводе действует 347 норм, из них две — опытно-статистические. Перетарификацию прошли 399 рабочих-сдельщиков и 93 повременщиков. В результате снижены разряды 85 сдельщикам и 52 повременщикам.

Завод с 1 июля 1987 г. работает на коллективном подряде, в 1987—1988 гг. — по первой модели хозрасчета, а с января 1989 г. — по второй. Основные технико-экономические показатели завода за этот период заметно улучшились. Так, объем товарной продукции возрос в 1988 г. по сравнению с 1987 г. с 9443 до 9634 тыс. р., выпуск сборного железобетона — с 102 до 104,7 тыс. м³, выработка товарной продукции на одного работника с 16634 до 18083 р., прибыль — с 1806 до 2113 тыс. р. В то же время промышленно-производственный персонал на заводе сократился с 561 до 532 человек, себестоимость товарной продукции с 7546 до 7384 тыс. р., а затраты на 1 р. товарной продукции — с 80,9 до 76,8 к.

На заводе КПД разработаны положения о премировании рабочих за основные результаты хозяйственной деятельности, инженерно-технических работников и служащих завода из фонда материального поощрения, рабочих, ИТР, служащих за увеличение производства товаров народного потребления и повышение их качества. Последнее введено для усиления материальной заинтересованности всех работников завода в увеличении производства товаров народного потребления и повышении их качества. Премирование производится за счет дополнительных отчислений в фонд материального поощрения от плановой и сверхплановой прибыли за фактический прирост производства товаров народного потребления на 1 р. фонда заработной платы.

Премирование рабочих завода за ос-

от действия сил распора H_1 . При этом предполагается, что стаканное сопряжение находится в первой стадии работы стыка, таким образом происходило разрушение опытных образцов. Учитывая особенности второй стадии работы стыка, находят нагрузку, вызывающую раскалывание всего фундамента от действия распорных усилий H_1 и H_2 . При этом необходимо проверить возможность разрушения стакана от действия распорного усилия H_1 и продавливания дна стакана от действия нагрузки $P(0)$, передаваемой через торец колонны.

Алгоритм расчетов включают итерационные процессы, однако это не представляет особых трудностей, их можно выполнить с использованием программируемых микрокалькуляторов, например МК-52, или, мини-ЭВМ.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий. — М.: Стройиздат. — 1978. — 109 с.
2. Чижевский В. В., Эпп А. А. Расчет стаканного сопряжения колонны с плитным фундаментом // Бетон и железобетон. — 1988. — № 8. — С. 18—19.
3. Вайсберг Д. В. Справочник по прочности, устойчивости и колебаниям пластин. — Киев: Будівельник. — 1973. — 488 с.

Новые книги Стройиздата

Железобетонные конструкции и ресурсосберегающая технология: Каталог / НИИЖБ; Под ред. Р. Л. Серых. — М.: Стройиздат, 1991 (I кв.). — 25 л.: ил. — ISBN 5-274-01393-7 (в пер.): 4 р. 30 к.

Представлены научно-технические разработки по совершенствованию технологии тяжелых бетонов, легких бетонов на пористых заполнителях, ячеистых, фибро- и полимербетонов, бетонов на основе напрягающего цемента, а также специальных. Описаны разработки новых видов арматуры: усовершенствованных конструкций гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений, эффективные ресурсосберегающие технологии производства бетонных и железобетонных конструкций, работы по повышению долговечности бетона и железобетонных конструкций в различных средах.

Для инженерно-технических работников предприятий стройиндустрии и проектных организаций, ведущих работников строительных министерств и ведомств.

Категория работников	Среднемесячная зарплата одного работника, р.			Доля доплат и надбавок в среднемесячной зарплате, %			Премии за основные результаты хозяйственной деятельности, р.			Премии по итогам года, р.		
	1987 г.	1988 г.	1989 г.	1987 г.	1988 г.	1989 г.	1987 г.	1988 г.	1989 г.	1987 г.	1988 г.	1989 г.
	Руководящие работники	331	370	410	0,43	0,60	0,70	58	73	74	372	288
Специалисты и служащие	203	230	248	0,28	0,40	0,49	40	64	63	240	264	203
Специалисты цехов	239	235	279	0,37	0,35	0,60	45	67	69	229	264	203
Рабочие	227	231	250	0,95	0,67	0,90	32	27	25	186	128	210

новые результаты хозяйственной деятельности осуществляется из поощрительного фонда, который выплачивается при условии выполнения месячного плана в заданной номенклатуре согласно графику комплектности поставки продукции и выработки в натуральных показателях. За выполнение различных показателей премии выдаются с учетом специфики отдельных цехов и служб.

Инженерно-технический персонал премируется за выполнение объема реализации продукции при достижении плана комплектной поставки изделий и конструкций, рост производительности труда и снижение себестоимости продукции.

При перерасходе фонда заработной платы премии работникам за результаты хозяйственной деятельности резервируются на сумму допущенного перерасхода. При его восполнении зарезервированные суммы выплачиваются полностью.

На заводе разработаны условия определения КТУ для рабочих и линейных ИТР, включенных в состав бригад, а также для административно-управленческого аппарата. При выполнении всех предусмотренных планом показателей КТУ равен единице и может повышаться, но не более 1,5. Например, для рабочих хозрасчетных бригад КТУ составляет: 0,3 — за выпуск продукции досрочно и с коэффициентом качества выше заложенного в премиальном положении; 0,2 — за выпуск комплектной продукции в срок и при соблюдении коэффициента качества; 0,2 — за использование передовых методов труда; 0,2 — за экономное расходование трудовых и материальных ресурсов; 0,1 — за профессиональное мастерство и высокое качество работ, выполнение смежных операций, совмещение профессий.

КТУ понижается на: 0,3 — за нарушение трудовой дисциплины; 0,2 — за невыполнение норм выработки, некачественно выполненные работы, перерасход материалов, порчу инструмента; 0,3 — за низкую культуру производства; 0,3 — за нарушение правил техники безопасности.

При сдаче продукции со второго предъявления согласно премиальному положению оплата производится по пониженному нормативу с вычетом 20%.

Для линейных ИТР, включенных в состав бригад и рабочих-повременщиков КТУ повышается на: 0,3 — за выполнение задания досрочно, с высоким качеством, за использование передовых методов труда; 0,2 — за экономию материалов; 0,5 — за совмещение профессий.

КТУ понижается на: 0,5 — за нарушение трудовой дисциплины; 0,3 — за нарушение правил безопасности и т. д. КТУ равен нулю при отказе механизмов в работе после ремонта и некачественном ремонте.

Для административно-управленческого аппарата завода КТУ повышается не свыше 50% месячного оклада, т. е. на 0..0,5. Показатели, по которым определяется КТУ, устанавливаются дифференцированно с учетом специфики структурных подразделений завода. Общими из них являются выполнение заданий по объемам работ и выпуску продукции, росту производительности труда, снижению себестоимости продукции и т. д.

Поощрительный фонд используется следующим образом: по итогам работы за месяц рабочие получают 10% фонда, по итогам работы за квартал — оставшуюся нераспределенную часть единого фонда оплаты труда с учетом КТУ; инженерно-технические работники получают премию по итогам работы за квартал в размере 40%.

Поощрительный фонд распределяется по структурным подразделениям.

Пример. Формовочным цехом за три месяца II квартала заработано 61955 тыс. р. по сдельным расценкам и тарифу. Премия в размере 10% выплачена за II квартал рабочим цеха в сумме 6195 р. Кроме того, по итогам работы за II квартал необходимо распределить рабочим премии из фонда оплаты труда (24,9 тыс. р.). Среднесписочная численность рабочих на заводе 500 человек. 24,9 тыс. р.: 500 = 49,8 р/чел. В формовочном цехе работают 100 человек, 49,8·100 =

= 49 800 р. А всего по итогам работы за II квартал рабочим формовочного цеха выплачено 6195 + 4980 = 11175 р.

Так же распределяется поощрительный фонд по каждому подразделению завода. Эти суммы ориентировочные, они выносятся на обсуждение совета трудового коллектива. Далее распределение зарплаты и коллективного премиального фонда формовочного цеха производится в соответствии с тарифом, отработанным рабочим временем и КТУ.

Согласно разработанному на заводе положению на размер поощрительного фонда влияют и коэффициенты качества продукции, различные для каждого подразделения. В конце каждого месяца ОТК представляет эти коэффициенты в отдел труда и зарплаты и с их учетом начисляется премия рабочим. Так, за июнь 1989 г. по формовочному цеху коэффициент качества составил 0,69. По положению размер поощрительного фонда в этом случае уменьшается на 25% и рабочим выплачено не 2115 р., как это было бы при коэффициенте 1, а 1587 р. При коэффициенте, равном 0,59, поощрительный фонд уменьшается на 50%, т. е. выплачивается 1057 р.

Кроме премий на заводе установлены доплаты и надбавки за работу в ночное время — 40%, в вечернюю смену — 20% тарифа, за работу в выходные и праздничные дни в связи с производственной необходимостью (плата по КЗоТ).

Работа в условиях хозрасчета и совершенствование материального стимулирования повысили уровень заработной платы работников завода всех категорий.

Из таблицы видно, что среднемесячная зарплата одного работника возросла, особенно в 1989 г. при переходе завода на вторую модель хозрасчета. При этом выдерживается соотношение между темпами роста производительности труда и заработной платы. В 1989 г. оно составляло 0,9. Вместе с тем доля доплат и надбавок к среднемесячной зарплате, а также доля премий невелика. Премия за экономию конкретных видов материальных ресурсов и плановых затрат не выплачивается.

Негативно влияют на введение хозрасчета и материального стимулирования перебои в материально-техническом снабжении предприятия, что нарушает ритм его работы.

В. П. СИЗОВ, канд. техн. наук (ЦНИИОМТП);
 Н. И. ПОДГОРНОВ, канд. техн. наук (ВЗИСИ);
 Н. Ф. БАШЛЫКОВ, канд. техн. наук (МО СССР)

Оценка методик проведения испытаний бетона на воздействие климатических температур

К дорожному, аэродромному, гидротехническому и другим видам бетона предъявляются высокие требования по морозостойкости. Это обусловлено тем, что долговечность инженерных сооружений определяется главным образом морозостойкостью бетона.

Испытания бетона на морозостойкость трудоемки и продолжительны по срокам. Надежных расчетных и ускоренных методов испытания для прогнозирования морозостойкости бетона при подборе его состава до сих пор не разработано. Для повышения долговечности бетона предложены методы его оценки по трещиностойкости [1], термоморозостойкости [2], термостойкости [3], морозостойкости по ГОСТ 10060-87. Для выбора наиболее достоверного метода нами были проведены все упомянутые методы.

При исследовании физико-механических свойств бетона использовали составы с В/Ц=0,35...0,6, О.К.=2...20 см, расходом цемента 290...552 кг/м³ и суперпластификатором С-3.

Трещиностойкость бетона изучали на образцах-призмах размером 10×10×40 см при различных способах их выдерживания: образцы первой и второй партий 28 сут твердели в камере нормального твердения, а образцы третьей и четвертой партий — 2 сут под пленкой и 26 сут без ухода в климатической камере в условиях, имитирующих сухой жаркий климат. В возрасте 28 сут образцы погружали на 3 сут в емкость с водой. Три призмы через 1...2 ч после извлечения из воды испытывали, остальные хранили в лаборатории и затем испытывали через 3...9 сут. Результаты испытаний (табл. 1) свидетельствуют, что прочность бетона на изгиб вначале повышается, а затем снижается и снова возрастает. Основываясь на результатах испытаний, определяли коэффициент трещиностойкости $K_{тр}$ по формуле

$$K_{тр} = R_c^{min} / R_b,$$

где R_c^{min} — минимальная прочность бетона на изгиб образцов, хранившихся после насыщения в помещении лаборатории; R_b — прочность после насыщения в течение 3 сут.

Вологодская областная универсальная научная библиотека

Таблица 1

Добавка, %	Прочность бетона на изгиб, МПа									Коэффициент трещиностойкости $K_{тр}$
	эталонная в возрасте 28 сут R_c	после 3 сут насыщения водой R_b	после насыщения водой и последующего хранения в воздушно-сухой среде R_c в течение суток							
			3	4	5	6	7	8	9	
—	4,7 3,7	4,8 3,7	5,1 4,1	4,3 4,0	4,5 4,3	4,8 4,1	4,3 4,4	4,7 4,2	4,2 4,7	0,9 —
0,55 С-3	4,9 4,2	4,85 4,0	4,9 4,0	4,5 3,8	4,9 3,7	4,2 4,2	4,6 4,0	4,2 4,8	4,6 4,2	0,93 0,925

Примечание. Над чертой — твердение бетона 28 сут в камере нормального твердения, под чертой — твердение бетона 2 сут под пленкой и 26 сут без ухода в климатической камере.

Бетон по [1] считается трещиностойким, если $K_{тр} \geq 0,9$. Этим требованиям удовлетворяет испытываемый бетон. Общая продолжительность испытания бетона по данной методике составила 45...50 сут. Данный метод оценки бетона можно применять в строительстве, но большая масса балок затрудняет его применение в лабораторной практике.

Термоморозостойкость изучали на образцах-кубах с ребром 10 см. Было изготовлено четыре партии образцов. Первую партию изготовляли без добавки, вторую — с добавкой С-3 и хранили 28 сут в камере нормального твердения.

Образцы третьей и четвертой партий, изготовленные соответственно без добавки и с добавкой С-3, 2 сут твердели под пленкой, а затем 26 сут — без ухода в климатической камере. Перед испытанием на морозостойкость часть образцов всех партий испытывали на термостойкость до 120 циклов по режиму 3—1—3 ч (3 ч подъем до 80°C, 1 ч выдержка при этой температуре, 3 ч охлаждение до 20°C). Исследования подтвердили выводы [2] о том, что прочность бетона сначала возрастает, при 60 циклах термообработки снижается, а в дальнейшем снова повышается или стабилизируется на одном уровне. Образцы, не прошедшие термообработку, испытывали на морозостойкость по основному способу (рис. 1). После 60 циклов термообработки все образцы испытывали на морозостойкость по основному способу, а от партии второй — по двум ускоренным методам при —20 и —50°C. Из рис. 2, 3 видно, что предварительное испытание бетона на термостойкость резко сокращает сроки испытания бетона на морозостойкость, например, по основному способу в 2...3 раза, по ускоренному при —20°C в 15...20 раз, а при —50°C в 50...60 раз.

При этом методе строительные лаборатории необходимо оснащать, кроме морозильной, дополнительной камерой для проведения испытания бетона на термостойкость. Научно-техническая ценность его не вызывает сомнения.

Термостойкость бетона изучали на призмах размером 10×10×52 см. Первую и вторую партии призм изготовля-

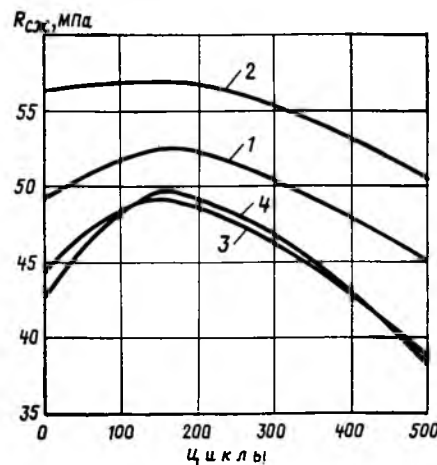


Рис. 1. Испытания бетона на морозостойкость по основному способу (ГОСТ 10060-87)

1 — выдерживание образцов в камере нормального твердения, бетон без добавки; 2 — то же с добавкой С-3; 3 — выдерживание образцов в климатической камере 2 сут под пленкой и 26 сут без ухода, бетон без добавки; 4 — то же с добавкой С-3

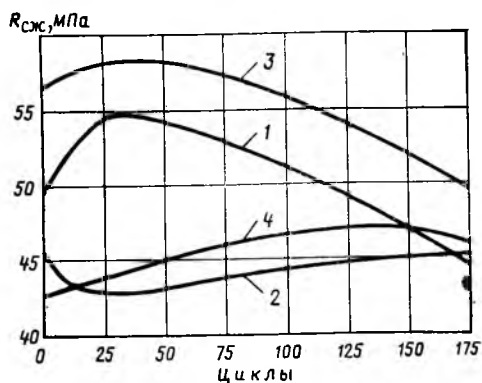


Рис. 2. Испытания бетона на морозостойкость (ГОСТ 10060—87) по основному способу после 60 циклов его термообработки

1 — выдерживание образцов в камере нормального твердения, бетон без добавки; 2 — то же с добавкой С-3; 3 — выдерживание образцов в климатической камере 2 сут под пленкой и 26 сут без ухода, бетон без добавки; 4 — то же с добавкой С-3

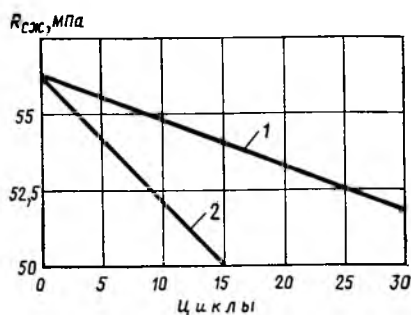


Рис. 3. Испытания бетона на морозостойкость по ускоренным методам (ГОСТ 10060—87) после 60 циклов термообработки

1 — выдерживание образцов в камере нормального твердения, бетон с добавкой С-3, при -20°C в растворе NaCl; 2 — то же при -50°C в растворе NaCl

ли соответственно без добавки и с добавкой С-3 и в течение 28 сут выдерживали в камере нормального твердения. Третью и четвертую партии призм также изготавливали без добавки и с добавкой С-3. Призмы твердели в климатической камере 2 сут и 26 сут без ухода. После 28 сут призмы от каждой партии устанавливали вертикально пакетом по 6 шт. в теплоизолированный контейнер. Затем контейнер устанавливали в камеру и призмы по сечению и подвергали климатическим воздействиям со стороны открытого верха торца с нагревом до 70°C , охлаждением до -20°C , увлажнением и сушкой поверхности бетона. После 50, 100, 150, 200, 250 циклов призмы испытывали на сжатие через каждые 10 см по высоте. Результаты испытания бетона на термостойкость (табл. 2) показали, что правильно подобранные составы бетона с высокими физико-механическими свойствами достаточно устойчивы к знакопеременным воздействиям климатических условий; этим воздействиям подвергаются только поверхностные слои. При испытаниях до 250 циклов прочность бето-

на по сечению призмы увеличивалась. Следует отметить также неравномерную прочность по сечению призмы: более высокую на глубине 30 ... 50 см и меньшую в поверхностном слое высотой 10 ... 20 см. Введение в бетон суперпластификатора С-3 повышает его долговечность. Подобные испытания продолжительны по времени, требуют специальных климатических камер. По методике [2] целесообразно исследовать реальные конструкции или изделия с конкретными физико-механическими свойствами бетона, поскольку условия проведения испытаний близки к натурным.

Исследовали также бетон на морозостойкость по методике ГОСТ 10060-87.

По первому методу (основному) образцы испытывали в воздушно-сухих условиях при -20°C с насыщением и оттаиванием в воде. По второму способу (первому ускоренному) их насыщали и оттаивали в 5%-ном растворе NaCl, а замораживали в воздушных условиях при -20°C ; по третьему (второму ускоренному) образцы насыщали, замораживали при -50°C и оттаивали в 5%-ном растворе NaCl.

Бетонные образцы изготавливали при В/Ц, равном 0,5; 0,4; 0,6 и постоянной О.К. = 2 см, а также при разных О.К. и постоянном В/Ц = 0,5. Результаты испытания на морозостойкость (табл. 3) показали, что число циклов при испытании бетона по ускоренным методам по сравнению с основным резко сокращается.

Таблица 2

В/Ц О. К.	Прочность бетона на сжатие, МПа					
	при твердении	после испытания на термостойкость, циклы				
		50	100	150	200	250
0,47* 3	65,8	42,8	63,9	52,4	54,0	55,4
	68,6	54,6	71,6	67,2	68,8	74,2
	71,8	55,1	60,8	70,6	72,2	72,2
	81,4	58,6	68,0	73,8	70,8	76,8
0,44* 2	47,0	53,6	60,3	66,0	63,0	63,8
	54,0	58,6	70,8	70,6	71,8	78,6
	59,8	59,2	68,8	72,8	68,9	68,0
	66,6	64,8	73,2	69,0	74,0	66,4
0,44** 2	51,0	47,0	36,6	61,6	58,0	48,4
	59,6	63,8	53,2	63,4	61,6	62,4
	62,6	65,2	52,6	64,0	64,8	64,6
	67,4	64,9	51,6	63,8	69,0	63,8
	66,2	66,6	60,9	65,8	67,0	66,4

Примечание. Бетон с В/Ц=0,47 и О.К.=3 см — без добавок, с В/Ц=0,44 и О.К.=2 см — с добавкой 0,55% С-3. * Твердение в камере нормального твердения 28 сут; ** — то же без ухода до 28 сут.

Таблица 3

О. К. В/Ц	По основному способу (-20°C в воде)			По ускоренным способам			Сокращение сроков испытания по ускоренным методам	
	циклы	$R_{сж}$, МПа	$K_{Мрз}$	циклы	$R_{сж}$, МПа	$K_{Мрз}$	при -20°C при -50°C	
							при -20°C	при -50°C
2 0,4	100	43,1 41,0	0,95	30/5	46,6/46,6 45,5/43,8	0,95/0,95	3,3	20
2 0,6	110	28,3 27,0	0,95	32/5	28,3/28,3 27,0/26,8	0,95/0,95	3,4	20
8 0,5	150	34,7 33,1	0,95	60/7	34,9/34,9 33,0/33,1	0,95/0,95	2,5	21
20 0,5	95	33,0 31,4	0,95	25/6	33,2/33,2 31,6/31,9	0,95/0,95	3,4	16
2 0,5	175	40,2 38,0	0,95	60/9	40,2/40,2 38,2/38,1	0,95/0,95	2,8	19
2 0,35	300	45,2 43,1	0,95	100/18	45,4/45,4 43,0/43,0	0,95/0,95	3	9
2 0,6	75	25,4 24,1	0,95	25/4	27,3/27,3 26,0/26,0	0,95/0,95	3	20

Примечание. Перед чертой — в 5%-ном растворе NaCl при -20°C , после черты — при -50°C .

Например, по первому ускоренному в 2,5...3,3 раза, а по второму в 15...20 раз. Однако устойчивой связи, приведенной в ГОСТ 10060-87, между основным и ускоренными способами, а также между ускоренными в наших экспериментах не подтверждено. Наиболее стабильные результаты получены при испытании по третьему способу (второму ускоренному).

Проведенные исследования морозостойкости бетона показали, что по ускоренным методам ГОСТ 10060-87 можно получить наиболее оперативную информацию при наличии морозильных камер.

Выводы

Определение трещиностойкости бетона для оценки его долговечности трудоемко, требует длительного времени и не обеспечивает получения оперативных данных для оценки состава бетона.

Испытания бетона на термостойкость сложны, продолжительны, но позволяют достоверно оценивать степень долговечности бетона в условиях работы конструкции при жестких знакопеременных температурах.

Испытания на термоморозостойкость ускоряют процесс оценки морозостойкости бетона по сравнению с ускоренными способами, включенными в ГОСТ 10060-87, но они трудоемки, требуют дополнительного оборудования и установления нормативных коэффициентов для прогнозирования морозостойкости.

Методы испытания бетона, предложенные ГОСТ 10060-87, прогрессивны и позволяют в короткие сроки оценить морозостойкость бетона. Однако некоторые нормативные данные, положения и технология проведения испытаний требуют уточнения.

Необходимо регламентировать испытание образцов-кубов с ребром 10 см по третьему способу. Это позволит исключить мокрый отсев фракции щебня 10...20 мм. В табл. 4 и 5 для конкретной марки бетона по морозостойкости независимо от вида бетона следует нормировать единое число циклов: в табл. 4 уточнить число циклов для каждого класса бетона; для дорожного бетона оно завышено в 5 раз. Например, бетон с F200 должен выдержать 200 циклов, что соответствует F700...F800 по основному способу. Таких бетонов не существует.

Марку бетона по морозостойкости следует устанавливать при потере прочности до 10...15%. Для каждой марки по морозостойкости можно допустить колебание числа циклов, например, для Мрз 200 установить не 20, а 18...22 циклов. Следует также определить нахождение кубиков в выходные и праздничные дни и во вторую и третью смены при работе камеры в одну. Необходимо допустить погружение образцов при их насыщении сразу на полную высоту образцов.

Число основных образцов в табл. 1 следует увеличить до 9...12 шт., причем в серии оно должно быть не менее трех (ГОСТом на испытание бетона на сжатие допускаются два). Перед испытанием на сжатие необходимо выровнять поверхность кубов.

Нормирование циклов по потере массы следует исключить или увязать с потерей прочности бетона. При потере массы 3% коэффициент морозостойкости соответствует потере прочности 10...15%. Необходимо также рассмотреть возможность испытания на морозостойкость по ускоренным методам при -20 и -50°C .

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Синицын В. В., Федоров А. Е., Цуриков Г. С. Влияние циклически изменяющейся влажности воздуха на прочность бетона при изгибе в условиях сухого жаркого климата//Повышение долговечности бетона транспортных сооружений. — М.: МИИТ, 1980. — С. 67—75.
2. Миронов С. А., Малинский Е. Н., Вахитов М. М. О термостойкости бетона в условиях сухого жаркого климата//Строительство и архитектура. Узбекистан. — 1980. — № 8. — С. 1—5.
3. Подгоринов Н. И. Стойкость бетона к воздействиям резко континентального сухого жаркого климата//Технология бетонных работ в условиях сухого жаркого климата. — М.: НИИЖБ, 1979. — С. 36—40.

Теория

УДК 691.327.001.8

Б. А. ЛИШАНСКИЙ, канд. техн. наук, И. М. ГРУШКО, д-р техн. наук, проф.,
А. В. ЛАЗУРЕНКО, инж. (Харьковский автомобильно-дорожный ин-т)

Системно-структурный подход в бетоневедении

В последнее время наметилась тенденция широкого использования методов системного анализа для принятия решений в условиях, когда выбор альтернативы требует анализа сложной информации различной физической природы [1]. Для управления физико-механическими и структурно-реологическими свойствами бетона целесообразно рассматривать технологию его производства как единую систему, представленную в виде структурной схемы [2, 3]. В качестве математического аппарата рекомендуется использовать системно-структурный анализ, включающий качественный анализ

структуры системы, синтез структуры функционального оператора и индентификацию и оценку переменных состояния системы [1].

Идентификация процессов в технологии бетона заключается в создании математических моделей, детерминированных или стохастических. Для построения схем индентификации необходимо определить вектор входных параметров u (детерминированных или случайных), размерность которого выбирают с учетом математического ожидания ошибки модели по сравнению с реальным процессом.

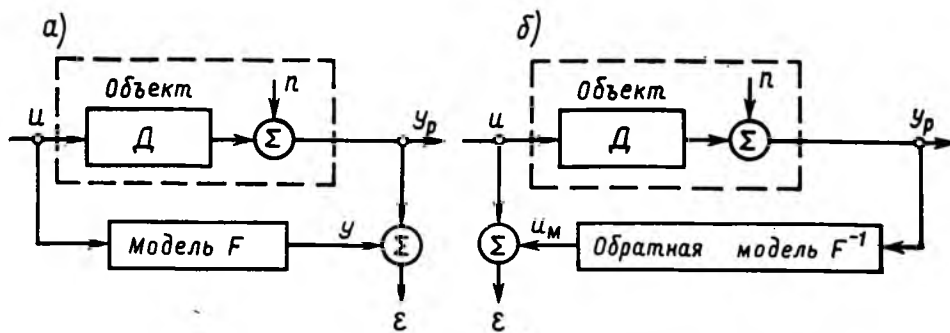
Ошибку модели ε можно установить

в виде разности между выходными параметрами реального процесса y_p и результатом решения математической модели y в момент времени τ [2]

$$\varepsilon = y_p(\tau, b, n) - y(\tau, \beta, 0), \quad (1)$$

где $y_p = Du$; $y = Fu$: D — физический оператор; F — математический оператор, описывающий физический процесс; b — параметр объекта (технологического процесса); β — оценка параметра b ; n — внешнее возмущение.

Определение обратного оператора F^{-1} позволяет производить синтез рецептурно-технологических параметров бетона u_m в зависимости от заданных



Структурные схемы идентификации математических моделей анализа (а) и синтеза (б) в технологии бетона

выходных параметров $y(\tau, \beta, 0)$ (прочность, морозостойкость, водонепроницаемость и др.). Структурные схемы идентификации математических моделей технологических процессов приведены на рисунке.

Исходя из этого, необходимое число входных и выходных параметров системы можно найти в зависимости от ошибки математической модели. В работе [4] предложен подход к системно-структурной организации критериев эффективности бетона, причем выбранные параметры являются лишь составляющими себестоимости производства бетонных изделий.

Представляет интерес методика анализа технологии бетона как иерархической системы, которую можно использовать при анализе и синтезе. С учетом этого методология системного анализа позволяет определить область, в которой получают решение с необходимой степенью точности. Таким образом, замечания, указанные в источнике [4] относительно полноты моделей, используемых в бетоноведении различными авторами, лишены оснований, поскольку были поставлены и решены вполне определенные технологические задачи. Применение физических, статистических, кибернетических и других моделей эффективно в системном анализе технологии бетона лишь при условии, что они устанавливают взаимосвязь между входными, выходными и промежуточными состояниями системы.

В качестве математического аппарата, позволяющего систематизировать различные модели в бетоноведении, приняты методы теории конечных автоматов. Так, математические модели, описывающие физико-механические свойства бетона в зависимости от его рецептурно-технологических параметров, отнесем к характеристическим функциям

$$X = f_x(A, S_\tau), \quad (2)$$

где X, A, S_τ — выходные, рецептурно-технологические и структурно-реологические параметры.

Математические модели, устанавливающие связь между рецептурно-технологическими и структурно-реологическими параметрами бетона

$$S_{\tau+1} = f_s(A, S_\tau), \quad (3)$$

где $S_{\tau+1}$ — состояние системы в момент времени $\tau+1$.

Исходя из определения конечного автомата, бетон можно отнести к этому классу систем [5], что позволяет производить анализ для прогнозирования поведения заданной системы и синтез, состоящий в ее разработке по выбранному физико-механическим свойствам. В качестве элементов множества A рассматривают расходы вяжущего и его активность, расход воды и заполнителей, химических добавок, а также параметры формования и режимы ТВО. Множество S_τ включает реологические свойства бетонной смеси, объемную концентрацию цементного теста, прочность цементного камня и его пористость, сцепление цементного камня с заполнителем, пористость бетона и В/Ц. Объемная масса, прочность, морозостойкость и водонепроницаемость бетона являются элементами x_i множества X , т. е. $x_i \in X$. Указанные множества при необходимости можно дополнить другими параметрами. Элементы рассматриваемых множеств целесообразно изображать в виде вершин ориентированного графа, описывающего конечный автомат «Бетон», причем характеристические функции являются в нем ориентированными дугами. При этом переход от вершин графа $a_i \in A$ к вершинам $x_i \in X$ по исходящим дугам позволяет прогнозировать физико-механические свойства бетона по заданным рецептурно-технологическим параметрам. Для решения обратной задачи, т. е. синтеза системы по заданным физико-механическим свойствам, используют заходящие дуги

графа, причем ограничения вводят на показатель надежности системы, а целевой функцией являются удельные затраты.

В качестве критерия оптимизации принимают минимум удельных затрат $C(\vec{a})$ на изготовление бетонного изделия [6]

$$C(\vec{a}) \rightarrow \min; \quad P(\vec{a}, \tau) \geq P_*$$

$$\text{при } \vec{a} \in A; \quad \tau \in [0, T], \quad (4)$$

где $P(\vec{a}, \tau)$ — показатель надежности, т. е. вероятность того, что i -тое свойство бетона находится в области допустимых состояний Ω : $P(\vec{a}, \tau = \tau) = P(x_i(\tau) \in \Omega; i = \overline{1, N})$; P_* — минимально допустимое нормативное значение показателя надежности; τ — время; T — долговечность; N — число показателей качества.

Преимущество критерия оптимизации, основанного на концепции надежности, заключается в замене многочисленных и разнородных ограничений единым показателем надежности в процессе эксплуатации бетонного изделия.

Использование в качестве характеристических функций математических моделей различной природы позволяет применять те из них, которые дают возможность получить минимальную ошибку при идентификации объекта. Следовательно, с позиций системно-структурного анализа целесообразно не вводить различные критерии эффективности бетона, а совершенствовать бетоноведение с целью получения информации, позволяющей управлять свойствами бетона для оптимизации его рецептурно-технологических параметров.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кафаров В. В., Дорохов И. Н. Системный анализ процессов химической технологии. Топологический принцип формализации. — М.: Наука. — 1979. — 394 с.
2. Шашков А. Г. Системно-структурный анализ процесса теплообмена и его применение. — М.: Энергоатомиздат. — 1983. — 280 с.
3. Лишанский Б. А., Грушко И. М., Лазуренко А. В. Системный анализ и управление производством сборного железобетона//Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1989. — № 7. — С. 58—62.
4. Файнер М. Ш. Методологические проблемы бетоноведения//Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 28—29.
5. Гилл А. Введение в теорию конечных автоматов. — М.: Наука. — 1966. — 272 с.
6. Лишанский Б. А., Лазуренко А. В. Использование методов теории надежности для оптимизации структурно-реологических свойств и процессов в технологической механике бетона//Технологическая механика бетона. — Рига: Рижский политехнический ин-т. — Вып. 13, — 1988. — С. 53—60.

Г. И. ГОРЧАКОВ, д-р техн. наук, проф. (МИСИ)

Бетонovedение — проблема ресурсосбережения и качества бетона

Обсуждение современных проблем бетонovedения не может не затронуть такой большой резерв ресурсосбережения, как снижение потерь от преждевременного физического износа бетона при эксплуатации зданий и сооружений. Возрастающее вовлечение в технологию бетона разнообразного технологического сырья, обусловленное экономическими и экологическими тенденциями, должно происходить при одновременном повышении качества бетона, что определяет актуальные направления развития бетонovedения.

Как определить качество бетона? Этот, на первый взгляд, тривиальный вопрос не так прост.

Необходимо разработать (в развитие ГОСТ 4.200—78) систему показателей качества бетонов в зависимости от вида и назначения, выделив основные, определяющие надежность железобетонных конструкций: долговечность, ремонтпригодность, сохраняемость, начальную безотказность. Недостаточно определять долговечность календарной продолжительностью эксплуатации изделия до перехода его в предельное состояние с учетом перерывов на ремонт. В систему показателей необходимо ввести начальную безотказность, характеризующую сроком эксплуатации до первого ремонта, и учитывать ее при оптимизации состава бетона. Повышение начальной безотказности сократит непомерные расходы на ремонтно-восстановительные работы, позволит избежать преждевременных перерывов в эксплуатации объектов.

Показатели качества бетона нужно внедрять через систему управления качеством, созданную на структурной основе.

Управление показателями качества включает прогноз поведения бетона в конструкции, взаимодействующей с рабочей средой при нагружении, и установление уровня нормативных показателей, исходя из которых проектируют структуру бетона и разрабатывают тех-

нологию ее получения. Проектирование структуры с использованием компьютерной системы базируется на модели бетона и использует банк данных, включающий параметры структуры и показатели качества бетона. Технология детерминирована параметрами структуры и оптимизируется при вариантном проектировании по критерию максимального ресурсосбережения при условии получения конечного продукта нормативного качества. Выходной контроль параметров структуры позволяет прогнозировать поведение бетона в конструкции.

Наиболее сложно прогнозировать долговечность бетона. Нормативные документы, например, СНиП 2.03.01—84, устанавливают марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости в качестве показателей качества, контролируемых долговечность бетона при физической коррозии. Однако стандартный показатель морозостойкости не в полной мере отражает поведение бетона в конструкции. В связи с этим прогнозирование долговечности бетона должно включать прогноз стандартной характеристики бетона (марки по морозостойкости) и прогноз поведения материала в конструкции.

В прогнозировании должен быть отвергнут метод определения долговечности бетона по какому-либо признаку, без учета сложных причинных связей. Нельзя также «механически» использовать классические теории надежности, разработанные для металлов и других плотных однородных материалов, так как бетон является пористым композитом, фазовый состав, пористость и свойства которого изменяются во времени из-за продолжающейся гидратации цемента при взаимодействии структурных и деструктивных процессов. Из-за сложного взаимодействия факторов долговечности бетона прогнозирование целесообразно проводить, опираясь на учение о структуре бетона с использованием обобщенных результатов про-

веденных исследований, в частности рецептурно-технологических параметров бетона и характеристик его структуры в связи с морозо-, воздухостойкостью и водопроницаемостью. Необходима разработка методологии прогнозирования, основанной на системном анализе связей долговечности и структуры, количественной оценке взаимодействия элементов бетона при температурно-влажностных и других воздействиях среды в течение всего периода эксплуатации конструкции. В состав взаимодействующих элементов структуры бетона наряду с цементным камнем, контактным слоем и заполнителем входит вода (в виде жидкой фазы и льда), находящаяся в порах, трещинах, седиментационных неплотностях.

Поведение цементного камня определяется объемом и характером пор, количеством и качеством новообразований, зависящим от характеристик вяжущего, В/Ц, химических добавок и технологии. Необходимость экономии клинкерной части портландцемента обусловила применение многокомпонентных цементов, содержащих минеральные добавки, сильно различающиеся по гидравлической активности: золы, шлаки, дисперсные наполнители. Разнообразие минеральных добавок и вводимых при изготовлении цемента (или в бетонную смесь) пластификаторов и модификаторов требует в каждом случае оценить количество и качество новообразований композиционного вяжущего, их влияние на долговечность цементного камня и бетона. Увеличение объема новообразований при благоприятных условиях гидратации является главным структурообразующим фактором, уменьшающим общую и капиллярную пористость цементного камня при одновременном возрастании контракционного объема. Если прочность и модуль упругости цементного камня зависят от фазового состава новообразований и его общей пористости, то проницаемость и морозостойкость — от капиллярной пористости и контракционного объема, образующего наряду с вовлеченным добавками воздухом компенсационный фактор. Пористость и качество пор можно оценить экспериментально определяемыми стандартными параметрами либо экспериментально-расчетным методом, позволяющими при проектировании структуры учесть изменение пористости во времени при гидратации вяжущего.

При этом количественно выделяют поры геля (включая контракционный объем) и капиллярные поры, ответственные за проницаемость и морозостойкость.

Контактный слой, формирующийся в результате химических реакций, определяет совместную работу цементного камня и заполнителя под нагрузкой, проницаемость бетона для жидких и газовых сред и его морозостойкость. При проектировании структуры бетона можно опираться на экспериментальные данные по типу контактных реакций и химической совместимости компонентов. Роль диффузионных процессов отчетливо проявляется при сращивании цементного камня с относительно инертным заполнителем из гранитных горных пород, кварцевого песка и т. п. Сопровождаясь выносом гидроксида кальция в зону контакта, эти процессы на 20...25% повышают его содержание возле поверхности зерен заполнителя, и кристаллы $\text{Ca}(\text{OH})_2$ активно участвуют в формировании адгезионной и когезионной прочности контактного слоя.

Химическое взаимодействие по-разному влияет на адгезионную и когезионную прочность контактного слоя, поэтому необходима оценка химической совместимости при использовании новых видов вяжущих и заполнителей, в том числе получаемых из техногенного сырья.

При химической совместимости физическая коррозия бетона плотной структуры с морозостойким заполнителем определяется термомеханической совместимостью элементов бетона на уровнях: цементный камень — вода в порах (жидкая фаза — лед); раствор — крупный заполнитель.

Низкотемпературная деформация водонасыщенного цементного камня, превышающая его предельную растяжимость, обуславливает разрушение поверхностного слоя бетона конструкции в виде характерного шелушения.

Сближение теплового расширения раствора и крупного заполнителя необходимо для предотвращения при замораживании бетона образования внутренних трещин в контактном слое и в растворной части материала. При разных температурно-влажностных деформациях крупного заполнителя и раствора адгезионная прочность понизилась на 20% после 80 циклов замораживания и оттаивания.

Уменьшение капиллярной пористости снижает низкотемпературную деформацию. Этому служит не только пластификация бетонной смеси, уменьшающая ее V/C , но и активизация вяжущего,

увеличивающая его гидравлическую активность. Наряду с механической полезно применять и химическую активизацию, особенно вяжущих с дисперсными минеральными добавками. Смачиваемость многих видов золы-уноса водой возрастает при введении в бетонную смесь добавки смачивателя совместно с пластификатором. Это ускорило вовлечение золы в химические реакции гидратации, улучшило структуру и повысило морозостойкость бетона.

Проектирование термомеханических свойств бетона нуждается в метрологическом обеспечении. НИИЖБом, ВНИИФТРИ и МИСИ подготовлен проект стандарта на измерение низкотемпературных деформаций и определение температурного коэффициента расширения пористых строительных материалов (бетона, раствора и др.), предусматривающий оценку средств измерений по образцовым мерам. Наряду с воспроизводством имеющихся штативных измерителей низкотемпературных деформаций должен быть налажен выпуск автоматизированных линейных и объемных dilatометров высокой точности с компьютерным обеспечением. Необходимо создать банк стандартных справочных данных по термическим свойствам бетона и его компонентов на базе уже полученных сведений с последующим пополнением. Это позволит управлять термомеханическими свойствами бетона, запроектированного с термически совместимыми компонентами, избавиться от длительных (до 1000 циклов) трудоемких и дорогостоящих лабораторных испытаний морозостойкости.

Анализ термомеханического поведения бетона при тепловой обработке, а также при эксплуатации позволит прогнозировать растрескивание бетона и его совместную работу с арматурой. Обратная связь позволяет оптимизировать технологию для сохранения монолитности бетона и железобетона. Критерием оптимизации может быть достижение проектной начальной безотказности и долговечности бетона в конструкции при максимальном ресурсосбережении.

При проектировании бетонов и прогнозировании начальной безотказности можно использовать базу эталонных (стандартных) образцов бетона различных классов морозостойкости, созданную на основе анализа накопленных результатов исследований. Можно определить ключевые показатели структуры бетона каждого класса, оценивающие морозостойкость, поскольку использование модификаторов позволяет

получать равноценные структуры-аналоги из портландцементов разных составов. В состав ключевых войдут характеристики количества и качества новообразований цементного камня, пористости, совместимости элементов бетона, однородности и др.

Внедрение статистических методов контроля качества и классов прочности явилось важным резервом повышения долговечности бетона и ресурсосбережения. Коэффициент вариации прочности бетона контролирует расход цемента по зависимости

$$C = \left(\frac{1}{A} \frac{R_{\text{норм}} K_T K_{\text{м.п}}}{R_{\text{ц}}} + 0,5 \right) B,$$

где C и B — соответственно расходы цемента и воды затворения; $R_{\text{норм}}$ — нормируемая прочность бетона; K_T и $K_{\text{м.п}}$ — коэффициенты, установленные ГОСТ 18105—86, значение которых возрастает с увеличением коэффициента вариации прочности; A — коэффициент качества заполнителя.

Анализ показывает, что уменьшение изменчивости прочности в результате организационно-технологических мероприятий с 14 до 10% экономит около 50 кг цемента на 1 м³ бетона, т. е. около 10...12 кг на 1% коэффициента вариации. Ежегодная экономия составляет 3...4 млн. т цемента без дополнительных затрат благодаря повышению уровня технологической дисциплины, тщательному пооперационному контролю производства и осуществлению организационных мероприятий.

При Госстрое СССР предлагается создать научный центр качества не только для сбора, анализа и опубликования информации об однородности бетона (подобно Будапештскому институту качества в строительстве), но и для координации работ по проблеме «Однородность бетона — экономия цемента». Целью этой важнейшей народнохозяйственной проблемы является ежегодная экономия 12...15 млн. т цемента и повышение качества бетона. Сокращение удельного расхода цемента и увеличение долговечности взаимосвязаны и обусловлены однородностью бетона. Уменьшение объемной доли цементного камня (при сохранении класса прочности) способствует повышению морозостойкости бетона плотной структуры из-за снижения капиллярной пористости и усадочных деформаций. Мероприятия по повышению однородности бетонной смеси и бетона необходимо осуществлять на всех этапах производства, предусматривать их при реконструкции действующих и в проектах новых заводов, учитывать в оценке деятельности предприятий.

Терминология и качество бетона

Термины, определения и обозначения зачастую могут влиять на технико-экономические показатели бетона. Рассмотрим два таких случая.

Пример 1. СНиП 2.03.01—84, ГОСТ 10060—87 и ГОСТ 25192—82 устанавливают марки по морозостойкости, их обозначение и определяют число циклов попеременного замораживания и оттаивания, при которых снижение прочности бетона на сжатие не превысит 5%. Для дорожных и аэродромных бетонов, кроме того, нормируется максимальная потеря массы — 3%. Принципиальным отличием испытания последних является и то, что их насыщение и оттаивание проходит не в воде, а в 5%-ном водном растворе хлорида натрия.

Обозначение марок бетона по морозостойкости во всех случаях одинаково — символ F. Вместе с тем замена среды сокращает число циклов, которые выдерживают образцы, поэтому единая марка и ее обозначение могут привести к ошибкам.

Так, указав в заказе на бетонную смесь марку бетона по морозостойкости F150, заказчик не получает гарантии ее качества. Это связано с тем, что по ГОСТ 10060—87 образцы должны выдерживать 150 циклов (при оттаивании в соляном растворе) для дорожного или аэродромного бетона и только 30 циклов для обычного бетона.

В заказе на бетонную смесь и в технических требованиях к ней указывают только марку бетона по морозостойкости. Но такое обозначение, как видно из примера, допускает изготовление бетонов, отличающихся по морозостойкости в 5 раз.

Изготовитель бетонной смеси, а иногда и бетонных конструкций, не знает условий эксплуатации и проектных требований. Иногда классифицировать бетон по условиям работы не просто и для проектной организации. В результате объединения термина и обозначения снижается долговечность конструкций или увеличиваются их стоимость и перерасход цемента.

Устранить создавшееся положение можно двумя путями:

установить и внести во все нормативные документы различные обозначения марок по морозостойкости. Например, F для обычных бетонов и F₁ для дорожных и аэродромных бетонов. Соответствующие обозначения следует указывать и в проектной документации;

оставить единое обозначение марки бетона по морозостойкости. Но в этом случае для дорожных и аэродромных бетонов следует повысить требования к этой марке и определять ее с оттаиванием либо в воде, либо в соляном растворе, но для всех бетонов одинаково. Значения требуемого повышения можно вычислить для разных классов бетона с использованием таблиц 4 и 5 ГОСТ 10060—87. Естественно, что при этом необходимо внести соответствующие изменения в нормативно-проектную документацию. При использовании второго пути может оказаться, что для бетона некоторых конструкций и сооружений условия эксплуатации будут более мягкими, чем для дорог, но более суровыми, чем для обычных конструкций. В этом случае целесообразнее повысить марку по морозостойкости меньше, чем для дорожных и аэродромных бетонов.

В настоящее время ошибки, связанные с единым обозначением марки по морозостойкости, нигде не фиксируются, хотя большей частью вызывают преждевременное разрушение конструкций, причины которого строителям и эксплуатационникам зачастую неизвестны.

Пример 2. При сопоставлении определения терминов «строительный раствор» по ГОСТ 28013—89 и «мелкозернистый бетон» по ГОСТ 25192—82, можно отметить, что различия между ними нет. Это искусственный камневидный материал, представляющий собой затвердевшую смесь вяжущего, мелкого заполнителя и необходимых добавок.

Обычно, хотя стандарты это не регламентируют, считают, что различие между мелкозернистым бетоном и раствором должно определяться сферой применения. Действительно, есть конструкции, в которых традиционно при-

меняют раствор (каменные конструкции, штукатурка и т. п.) или бетон (сборная плита, перемычки и т. п.). Но существуют конструкции или их элементы, для которых либо отсутствует четкое определение термина, либо без каких-либо условий или ограничений предусматривается применение как раствора, так и бетона одного и того же класса.

Например, конструктивные элементы при устройстве полов (покрытия, прослойки, стяжки) можно выполнять как из бетона, так и из раствора. Нормы не устанавливают различных требований по прочности к этим материалам. Аналогичен подход для бетонов и растворов, применяемых для замоноличивания узлов и стыков (например, СНиП 2.09.03—85 и СНиП 3.03.01—87), для сборных конструкций. В частности, для наружного слоя стеновых панелей ГОСТ 11024—84 предусматривает одну и ту же марку по прочности для бетона и раствора. Иногда в проектной документации термины «раствор» и «мелкозернистый бетон» («пескобетон») употребляют произвольно. В большинстве случаев это связано с тем, что проектировщик не всегда знает, что влечет за собой изменение термина (обозначения).

Таким образом, требования к прочности раствора и мелкозернистого бетона, как взаимозаменяемых материалов, установлены одинаковыми. Подобный подход, очевидно, вызван тем, что они состоят из одних и тех же компонентов. Однако при одной и той же проектной марке строительного раствора и мелкозернистого бетона их фактическая прочность (несущая способность) не совпадает.

Это связано с принципиальными отличиями в стандартных методиках испытания указанных материалов. Прочность раствора определяется по ГОСТ 5802—86, требования которого распространяются на растворы, «применяемые во всех видах строительства, кроме гидротехнического». Прочность мелкозернистого бетона определяют по ГОСТ 10180—78* и по проекту нового ГОСТ 10180—89, требования которых «рас-

пространяются на все виды бетонов».

Для испытания прочности по этим нормативным документам по-разному отбирают пробы смесей, формуют контрольные образцы, хранят их и готовят к испытаниям. Есть различия и в требованиях к методике испытаний. Это естественно сказывается на прочности материала контрольных образцов и в какой-то мере определяет ее различие. Обработка результатов испытаний на сжатие образцов мелкозернистого бетона и раствора также не совпадает.

По ГОСТ 5802—86 для определения прочности раствора применяют кубы с ребром 70,7 мм как базовый размер. Масштабный коэффициент для проведения прочности испытанного образца к прочности образца базового размера для раствора равен единице. При испытании мелкозернистого бетона по ГОСТ 10180—78* применяют кубы с ребром 70 мм, а масштабный коэффициент равен 0,85. По проекту ГОСТ 10180—89 размер ребра принят 100 мм и масштабный коэффициент 0,95.

Среднюю прочность в серии из трех образцов для раствора вычисляют как среднее арифметическое по результатам испытания всех образцов, а для мелкозернистого бетона — по двум наибольшим по прочности образцам.

Отличается и оценка прочности. Для мелкозернистого бетона ее выполняют по ГОСТ 18105—86 с помощью статистических методов контроля, для строительных растворов — путем сопоставления фактической прочности в серии с нормированной (хотя четко порядок оценки нормами не оговорен).

Следовательно, поступившая на строительство одна и та же смесь в зависимости от определения (бетонная или растворная) может при последующих испытаниях показать в одном случае качественный материал, а в другом — брак. Во многих случаях это либо снижает несущую способность конструкций, либо повышает их стоимость, главным образом, за счет перерасхода цемента.

Не рассматривая обоснованность и необходимость совершенствования методики определения прочности строительного раствора, на данном этапе следует уточнить (на уровне директивного письма Госстроя СССР), какой материал: раствор или мелкозернистый бетон — следует применять во всех нетрадиционных случаях. Это позволило бы в ближайшее время устранить отмеченные недостатки.

Информация

Семинар об управлении качеством строительства

В Московском Доме научно-технической пропаганды им. Ф. Э. Дзержинского состоялся научно-технический семинар «Опыт и проблемы управления качеством строительства», организованный МДНТП, Госстроем СССР, Госстандартом СССР, Мосстройкомитетом, ПСО Главмосстрой, трестом Мосоргстрой, МГП ВНТО Стройиндустрии. Ряд докладов был посвящен опыту работы по повышению качества продукции, производимой на предприятиях строительной индустрии объединений Мосстройкомитета.

Заместитель начальника главного производственного управления по промышленности Мосстройкомитета В. С. Софронов остановился на уровне качества изделий московской стройиндустрии. Ее 25 заводов ЖБК ежегодно выпускают 6 млн. м³ железобетонных изделий для строительства жилых домов общей площадью свыше 3 млн. м². Значительная часть этих изделий по качеству не соответствует современным требованиям, потому что большинство предприятий работает на физически и морально устаревшем оборудовании.

На заводах ЖБК Мосстройкомитета осуществляются мероприятия по повышению качества выпускаемой продукции. Например, ежегодно заменяется более 10 тыс. т металлических форм.

Существенный вклад в повышение качества внесла госприемка промышленной продукции. Госприемке подлежит 37,6% годового объема промышленного производства Мосстройкомитета, что составляет 10% продукции предприятий стройиндустрии, охваченной госприемкой в целом по стране.

В ходе подготовки к госприемке предприятия поднялись по уровню готовности технической и технологической документации, обеспеченности средствами контроля, замены устаревшего парка металлоформ. Улучшился психологический климат в коллективах.

На предприятиях, переведенных на госприемку, полностью пересмотрели рабочую и технологическую документацию, внесли в нее все изменения и дополнения, накопившиеся в процессе производства, довели обеспеченность

средствами контроля до 98%. На этих предприятиях количество рекламаций за поставку некачественной продукции в первой половине 1989 г. стало меньше на 47%, чем за соответствующий период 1988 г.

Трудоемкость крупнопанельного строительства в значительной степени зависит от качества поверхности железобетонных панелей стен и плит перекрытий. В целях упрощения и упорядочения определения качественных показателей для поверхностей железобетонных изделий отдел контроля качества Главпрома Мосстройкомитета предложил ввести понятие коэффициента уровня заводской готовности поверхности железобетонных конструкций:

$$K = 1 \pm \sum_{i=1}^6 \frac{1}{6} n \cdot S_{\Phi},$$

где K — коэффициент уровня заводской готовности (от 0 до 2); n — число, обозначающее разницу между категориями качества, требуемого по ГОСТу, и фактического (с соответствующим знаком «+» или «-»); S_{Φ} — часть поверхности (в долях) фактически достигнутой категории качества; 0 — поверхность не отвечает никаким элементарным требованиям качества (очень плохое, требует полного цикла доводочных работ); 2 — поверхность превосходит все показатели качества (превосходная, не требует никаких подготовительных работ-затрат); 1 — поверхность, не требующая дополнительных затрат от сметы.

Использование данного коэффициента дает возможность определить стоимость дополнительных работ при отделке изделий. Этот метод позволяет провести анализ заводской готовности изделий по жилой секции и дому в целом, определить стоимость дополнительных работ.

Применив на практике указанную методику, специалисты Мосстройкомитета совместно с работниками объединений провели в I—II кварталах 1989 г. обследование стеновых и потолочных конструкций на жилых до-

мах, строящихся из изделий, выпущенных в 1988 и 1989 гг. Анализ показал, что изделия выпуска 1988 г. имели коэффициенты заводской готовности 0,95—0,96, а выпущенные в 1989 г. — 0,98—1. Это означает, что дополнительные затраты на доработку изделий в построчных условиях сократились на 3—5%.

По мнению докладчика, в условиях постоянного дефицита строительных конструкций и материалов и при отсутствии конкуренции у предприятий строительной индустрии пропадает материальная заинтересованность в дальнейшем повышении качества своей продукции. Заводу повышать качество невыгодно, так как за это он ничего не получит.

Заинтересовать коллектив промышленного предприятия в выпуске изделий повышенного качества можно было бы путем установления базовой цены на выпускаемую продукцию. Эта цена должна предусматривать соблюдение основных показателей качества продукции. Тогда железобетонные конструкции со всеми требуемыми и даже повышенными показателями качества завод мог бы продать на 15—20% дороже базовой цены, и наоборот. В сметную же стоимость строительства необходимо ввести максимальную цену изделия. В этом случае вступил бы в действие экономический рычаг управления качеством: хочешь иметь отличное изделие и не затрачивать дополнительные ресурсы на доводку его в построчных условиях — плати по полной стоимости (сметной); если завод не может выпускать изделие со всеми показателями качества, — а оно очень дефицитное и заменить его нечем, — строители оплачивают или базисную (основную) цену, или ниже. В этом случае у строителей появится резерв сметной стоимости на доводку изделия в построчных условиях, а показатели завода окажутся в прямой зависимости от качества выпускаемой продукции. Таким образом, нужно определить дифференцированную цену на промышленную продукцию в зависимости от показателей качества, т. е. ввести понятие сортности.

В настоящее время Госстандарт СССР разрабатывает положение о сертификации промышленной продукции и сертификационных центрах.

Заведующий базовым отделом управления качеством КТБ Мосоргстройматериалы Б. А. Шамшетдинов доложил о современных методах контроля качества изделий на предприятиях промышленности сборного железобетона ППО Моспромстройматериалы. Здесь в

целях улучшения качества продукции наряду с техническими мероприятиями проводятся дальнейшее совершенствование комплексных систем управления качеством продукции (КС УКП), аттестация рабочих мест, технологических процессов и лабораторий, внедряется бригадный подряд с переводом бригад на самоконтроль, оснащаются лаборатории и отделы технического контроля необходимыми контрольно-измерительными приборами и оборудованием, усиливается входной контроль за качеством поступающих комплектующих изделий, сырья и материалов, внедряются системы учета брака и дефектной продукции, автоматизированные способы контроля и т. п.

КС УКП функционируют на предприятиях объединения с 1974 г. Система обеспечивается разработанными на заводах стандартами предприятий и охватывает все направления по разработке и внедрению мероприятий по улучшению качества продукции, в том числе и установлению конкретных методов контроля за качеством продукции с разграничением функций между службами предприятия.

В ходе совершенствования систем управления и контроля за качеством выпускаемой продукции, подготовки к работе в условиях госприемки на предприятиях объединения был осуществлен комплекс социальных, экономических и воспитательных мер.

Для усиления роли служб технического контроля в повышении качества, создании надежного барьера на пути выпуска недоброкачественной продукции были доукомплектованы штаты ОТК и лабораторий, эти службы укомплектованы высококвалифицированными принципиальными и требовательными работниками. На большинстве предприятий введена новая штатная единица — заместитель директора по качеству и значительно повышены должностные оклады и тарифные ставки работников технического контроля.

На заводах ЖБК № 5, 6, 7, 11, 16, 17, 18, 20, 21, БКСМиК № 1, комбинатах ЖБК № 2 и № 9 были созданы в составе ОТК группы входного контроля, что позволило не допускать запуск в производство поступающих комплектующих изделий, материалов, сырья и полуфабрикатов, не соответствующих требованиям нормативно-технических документов.

В ППО Моспромстройматериалы узаконен порядок разработки, согласования, утверждения и пересмотра технологических карт и регламентов. Они проходят предварительную проверку на соответствие нормативно-технической

документации в базовых организациях по стандартизации, КТБ Мосоргстройматериалы, у заказчика и только после согласования с этими организациями могут быть использованы в производстве. С 1986 г. на предприятиях ЖБК внедрены 243 технологические карты (соответственно столько же карт контроля, входящих в состав технологических карт). На входящих в состав объединения заводах ЖБК действует 135 технических условий на бетонную и железобетонную продукцию, которые также были пересмотрены и в них внесены изменения и дополнения, исключены неточности в формулировках показателей качества и методов их контроля. ОТК завода на стадии входного контроля осуществляет контроль за внешними, видимыми глазом, и подлежащими инструментальным замерам параметрами качества вяжущих, заполнителей для бетона, добавок, стали, применяемой для изготовления арматурных и закладных изделий, поставляемых заводу в готовом виде, комплектующих деталей, отделочных, изоляционных и других материалов, а также за правильностью заполнения сопровождающих документов.

В соответствии со стандартами предприятия или картами входного контроля работники ОТК производят выборку из поступивших материалов, сырья и полуфабрикатов для проведения лабораторных испытаний и вместе с работниками лаборатории выполняют требуемые испытания (об этом составляется акт). При необходимости работники ОТК направляют выборку в центральную испытательную лабораторию КТБ Мосоргстройматериалы, оснащенную всеми видами приборов и оборудования для испытаний железобетонных изделий в соответствии с требованиями стандартов и технических условий. При операционном контроле они ведут контроль за видом бетона, видом и диаметром арматурной стали, размерами стержней и арматурных элементов, качеством сварных соединений, положением арматурных и закладных изделий в форме, геометрическими размерами собранных форм, качеством нанесенной смазки; совместно с лабораторией — за составом бетона, свойствами бетонной смеси, контролируемым натяжением арматуры, качеством смазки, параметрами технологических режимов производства. Работники ОТК при приемочном контроле производят выборку изделий, подлежащих испытанию. Они же организуют и контролируют своевременность проведения испытаний. Правильность выполнения испытаний входит в обязанности лабо-

раций предприятий. Работники технического контроля при приемке готовой продукции осуществляют контроль параметров, подлежащих визуальному и инструментальному контролю, — линейных размеров, разности длин диагоналей, отклонений от перпендикулярности, толщины защитного слоя, категории бетонных поверхностей и т. п. Периодичность и методы контроля отражены в технологических картах (картах контроля) или в стандартах предприятия.

Мероприятия, выполненные на предприятиях объединения в соответствии с постановлением ЦК КПСС и Совета Министров СССР № 540 от 12.05.1986 г. «О мерах по коренному повышению качества продукции», потребовали изменений и дополнений в положениях об отделе технического контроля и испытательных лабораториях предприятий, разработки нового положения о премировании работников названных и других служб предприятий по результатам работы в области качества продукции.

Для повышения действенности лабораторного контроля с 1987 г. в объединении ведется работа по аттестации испытательных лабораторий. При этом учитываются соответствие нормам площади помещений, штата работников и их квалификации, охват, всех видов испытаний и т. п. Уже аттестовано и зарегистрировано в МЦСМ 17 лабораторий заводов ЖБИ. Шесть лабораторий из-за необеспеченности необходимым количеством испытательного оборудования не достигли уровня аттестации.

Среди разработанных и внедренных в объединении методов контроля — заводской (ведомственный) выходной контроль, состоящий из следующих этапов организационного и технического характера. Приказом по объединению на предприятии создается группа ведомственного контроля под руководством работников КТБ Мосоргстройматериалы или отраслевого производственного управления. В состав группы входят технологи, работники служб ОТК и лаборатории предприятия. На основании типовых карт обязательной проверки параметров качества при выходном контроле, разрабатываемых КТБ Мосоргстройматериалы, на предприятии эта группа разрабатывает конкретную карту проверки качества готовой продукции.

В КТБ Мосоргстройматериалы разработаны типовые карты контроля по всем основным видам продукции предприятий, выпускающих железобетонные и бетонные изделия. В состав этих карт

входят следующие разделы: контролируемые параметры, перечень нормативно-технической документации, по которой выпускается и контролируется изделие, схема контроля основных параметров качества, перечень инструментов и средств контроля, измерений и испытаний. В разделе «контролируемые параметры» по согласованию с группой ведомственного контроля включаются основные и важные параметры, отражающие необходимые показатели качества при использовании конструкций по назначению на строительных объектах. В карте указываются методы и сроки проведения выходного контроля.

Типовые и конкретные для предприятий карты выходного контроля разрабатываются на основании требований государственных стандартов и другой нормативно-технической документации.

Карты контроля представляют собой конкретную программу проведения контроля за качеством отпускаемой продукции, систематизируют процесс контроля и повышают его эффективность. Внедрение этих карт позволило на предприятиях, где работали группы ведомственного контроля, внедрить ГОСТ 18242—72 (СТ СЭВ 648—77 и СТ СЭВ 1673—79) «Систематический приемочный контроль по альтернативному признаку. Планы контроля», а также оценочный показатель уровня качества — коэффициент соответствия качества продукции требованиям стандартов и нормативно-технической документации. Ведомственной приемке подвергалась готовая продукция перед отправкой ее на строительный объект. Тем самым был поставлен заслон поступлению на стройки дефектной продукции.

По каждому виду отпускаемой продукции на основании статистических данных определяют коэффициент соответствия стандартам ($K_{с\epsilon}$). Введение $K_{с\epsilon}$ дало возможность рассматривать качество продукции в динамике. Процесс выведения этого коэффициента доступен каждому работнику, связанному с контролем за качеством продукции, физическая его величина складывается следующим образом: если в выборке из 13 изделий по геометрическим параметрам не соответствует требованиям ГОСТа или ТУ 2 изделия, то $K_{с\epsilon}$ по данному параметру составит $(13-2) : 13 = 0,84$. Для получения общего коэффициента коэффициенты качества по конкретным параметрам складываются и делятся на количество параметров, по которым производилась приемка.

$K_{с\epsilon}$ позволяет с большой точностью определить уровень качества продукции, сравнить с уровнем качества аналогичных изделий, изготовляемых на других технологических линиях, а также с уровнем качества других изделий. На основе $K_{с\epsilon}$ отдельных изделий можно вывести оценочный показатель уровня качества всего предприятия и сравнить его с уровнем качества другого предприятия или этого же предприятия за другой прошедший период.

Внедрение $K_{с\epsilon}$ дает возможность оценить эффективность принимаемых мер по улучшению качества продукции. Например, в ходе подготовки к работе в условиях госприемки на БКСМ № 1 при внедрении только организационных мероприятий $K_{с\epsilon}$ по панелям наружных стен типа 5НС в цехе № 9 с июля по сентябрь 1988 г. увеличился с 0,77 до 0,82. И так почти по всем проверяемым изделиям.

На ряде заводов ЖБИ объединения в виде опыта провели аттестацию технологических процессов, для чего были разработаны «Методические указания о порядке проведения аттестации технологических процессов». В ходе аттестации подлежали оценке уровни производительности труда, механизации и автоматизации технологических процессов, использования прогрессивного оборудования, материалов и дефектности продукции. Этой аттестации предшествовала аттестация рабочих мест.

На основе результатов аттестации технологических процессов предприятия получили возможность определить основные направления улучшения качества продукции, на каких участках и в каком виде усилить контроль. Аттестация выявила на базе подсчета научно обоснованных коэффициентов ряд технологических процессов, технический уровень которых не позволяет получить продукцию, отвечающую требованиям стандарта, даже при условии надлежащего содержания оборудования, соблюдения технологической дисциплины, оснащенности приборами контроля и т. п.

Центральная базовая лаборатория метрологической службы КТБ Мосоргстройматериалы провела работу по поиску, подбору необходимых и новых средств измерений для нужд предприятий, а также по изучению возможности их применения в промышленности. На заводах ЖБИ внедрены новые электронные приборы неразрушающего контроля УК-14п в количестве 25 шт., электронные влагомеры ВСКМ-12М — 15 шт., определяющие влажность материала дилатометрическим методом,

и новые приборы, определяющие толщину защитного слоя бетона ИЗС-10Н, — 30 шт.

Опытным производством центральной метрологической лаборатории разработаны, изготовлены и внедрены следующие нестандартизированные средства измерения по обеспечению контроля ранее контролируемых, но более сложными и трудоемкими способами: на Корневском заводе строительных материалов и конструкций — приспособление ИП-4 для контроля и замера прямолинейности плит лоджий; на заводе ЖБИ № 7 — измерительное приспособление типа РК-5 для контроля и замера прямолинейности железобетонных блоков длиной до 2,4 м; на заводе ЖБИ № 11 — измерительное приспособление типа УОС-1 для контроля перпендикулярности торцевых пластин каркасов железобетонных изделий; на заводе ЖБТ — измерительное приспособление типа НПР-5, предназначенное для контроля перпендикулярности торцевых плоскостей железобетонных труб; на опытно-промышленном заводе дорожных и инженерных конструкций песчаного бетона — измерительная

штанга ИШТ-7 для контроля внутреннего диаметра железобетонных труб; на комбинате ЖБК № 2 — измерительный прибор типа НПЛ-3 для проверки отклонений от плоскости внутренних поверхностей форм контрольных лабораторных кубов из бетона размером 150×150 мм, применяемых в лабораториях при подборе состава бетона.

На БКСМиК № 1, заводах ЖБИ № 5, 18 и др. организован автоматизированный контроль за соблюдением термовлажностного режима в камерах тепловой обработки железобетонных изделий на базе серийных приборов и регуляторов.

На заводах ЖБИ № 7, МЗЖБТ и в ПО Моспромжелезобетон совместно с МИСИ, АСУ «Москва», КТБ Мосоргстройматериалы и др. производятся работы по автоматизации и совершенствованию систем управления и контроля процессами термообработки в различных тепловых агрегатах.

По инициативе объединения на базе МИСИ организованы курсы ускоренной подготовки специалистов КИП и автоматики.

Благодаря проведенной работе по

совершенствованию систем контроля на предприятиях сборного железобетона потери от брака в денежном выражении составили соответственно в 1986, 1987, 1988 гг. 0,23; 0,21; 0,17% всей товарной продукции.

В первом полугодии 1989 г. рекламы строителей в денежном выражении составили 21,9 тыс. р. против 29,6 тыс. р за тот же период 1988 г., а снятия УГАСКом соответственно 39,9 тыс. р. против 107,3 тыс. р.

Для дальнейшего улучшения качества продукции предприятий сборного железобетона необходимо ускорить замену изношенного оборудования, а для повышения эффективности контроля необходимо обеспечить эти предприятия достаточным количеством средств измерений, контроля и испытаний. Пока что обеспеченность в целом предприятий стройиндустрии Москвы приборами и инструментами контроля составляет всего 60%.

Б. И. РЯБОШАПКО, инж.
(трест Мосоргстрой)

ВНИМАНИЮ ЧИТАТЕЛЕЙ!

Если Вы хотите знать правду о положении дел в капитальном строительстве,

Если Вам нужна точная информация о новинках отечественной и зарубежной техники,

Если Вы имеете опыт работы в строительстве и готовы поделиться им,

Если Вам больно видеть, как сотни тысяч наших женщин занимаются на стройках тяжелым ручным трудом,

Если Вы знаете, как улучшить быт миллионов тружеников отрасли,

Если Вам не страшно рассказать истину о делах и проблемах на Вашей стройплощадке,

Если Вы, как и миллионы наших сограждан, строите для себя сами и хотите получить квалифицированную консультацию,

**подписывайтесь на журнал
«Строитель»!**

С Нового года он, издаваемый теперь Госстроем СССР, ЦК профсоюзов рабочих строительства и промстройматериалов, а также Союзом строительно-промышленных кооперативов СССР, будет иметь и своих спонсоров — консорциумы «Деловой мир», «Строммаш» и других.

Это Ваш журнал, труженики одной из самых гуманных, созидательных отраслей народнохозяйственной деятельности!

ЛЕСЛАВ БРУНАРСКИ, проф., д-р, инж., МАРИАН КРАВЧИК
(Институт строительной техники, Варшава)

Естественная радиоактивность строительных материалов

Систематические исследования радиационных факторов в жилой среде человека и связанной с этим естественной радиоактивности строительных материалов начались в Институте строительной техники (ИТБ) в Варшаве свыше 15 лет назад. Совместно с Центральной лабораторией радиологической охраны (ЦЛОП) до 1980 г. была разработана методика и аппаратура для измерений концентрации радионуклидов: калия К-40, радия Ra-226 и тория Th-232 в строительных материалах и в минеральном сырье, применяемом для их производства. В 1980 г. ИТБ была издана инструкция по испытаниям естественной радиоактивности сырья и строительных материалов [1]. В том же году были установлены обязательные контрольные испытания радиоактивности строительных материалов.

Ионизирующее излучение является одним из важнейших факторов, характеризующих жилую среду человека. Источниками этого излучения, определяющими естественный фон, являются космическое излучение и радиоактивные элементы, рассеянные в земной коре и почти во всех строительных материалах, а также в материалах, из которых изготовлены окружающие человека предметы.

Интенсивность естественного фона излучения зависит от географической

широты и высоты над уровнем моря, геологической структуры и минералогического состава верхних слоев почвы, а также от конструкции жилища.

Развитие ядерной энергетики и использование источников ионизирующих излучений в науке, технике, народном хозяйстве и медицине в XX веке связано с угрозой повышенных доз ионизирующих излучений. Проведенные международными организациями [2] исследования обнаружили тенденцию непрерывного роста экспозиционных доз и выявили, что наибольшая часть дозы, получаемой населением, вызвана естественными источниками, в особенности строительными материалами, в том числе из вторичного сырья (промышленных отходов).

К радиационным факторам в жилой среде относятся космическая и земная составляющие естественного фона, гамма-излучение строительных материалов, альфа-излучение радиоактивного газа радона и продуктов его распада (производных радона) в воздухе. Эти факторы вызывают внешнее облучение всего тела гамма-излучением и внутреннее облучение дыхательных органов альфа-частицами в результате распада радона и его производных, находящихся во внешнем воздухе и внутри домов.

По данным ЦЛОП, на территории Польши годовая доза космической со-

ставляющей естественного фона в открытом районе, поглощенная в гонадах, составляет от 28 мрад на уровне моря до 59 мрад в горах (Каспровы Верх), в среднем — 30 мрад на высоте 173 м над уровнем моря. Годовая, поглощенная в гонадах, доза составляющей фона в открытом районе меняется от 14 до 60 мрад; среднее значение оценивается в 30 мрад.

Уровень фона гамма-излучения внутри зданий зависит от конструкции зданий и применяемых строительных материалов. Ограждения и перегородки ослабляют в большой степени внешнее гамма-излучение, однако с другой стороны представляют собой источники собственного гамма-излучения и свободного радона в воздухе, если применяемые строительные материалы характеризуются повышенной концентрацией естественных радиоактивных элементов. Здесь важное значение имеют калий К-40, радионуклиды семейства урана U-238 (практически радий Ra-226 и его производные) и радионуклиды семейства тория Th-232.

Согласно последней (проведенной в 1985 г.) оценке степени радиационной опасности для польского населения, создаваемой содержанием естественных радионуклидов в строительных материалах, годовая эквивалентная доза гамма-излучения составляет 63 Мбэр и альфа-излучения — 141 Мбэр. Среднегодовая эквивалентная доза для польского населения составляет 204 Мбэр. Основой оценки были результаты долгосрочных (интегрирующих) измерений экспозиционной дозы гамма-излучения и концентрации радона в домах, характерных для структуры польского жилищного строительства [3]. Исследования проведены в 1984—1985 гг. для 500 квартир в домах общего назначения из кирпича, бетона и дерева. Основные их результаты приведены в табл. 1. Заметное увеличение средней мощности экспозиционной дозы гамма-излучения зимой вероятно связано с уменьшением интенсивности вентиляции квартир и осаждением продуктов распада радона.

Таблица 1

Цикл измерений	Средняя мощность экспозиционной дозы гамма-излучения, пА/кг*			Средняя концентрация радона в воздухе, Бк/м ³ ***		
	кирпича (57%)	бетона (29%)	дерева (14%)	кирпича (57%)	бетона (29%)	дерева (14%)
Весна	0,75	0,71	0,61	47,3	26,1	63,1
Лето	0,83	0,72	0,67	26,8	17,7	33,0
Осень	0,80	0,72	0,67	63,5	33,1	71,4
Зима	0,94	0,81	0,84	51,1	29,4	74,5
Среднегодовая	0,85	0,74	0,70	50,7	27,4	67,0
Годовая минимальная	0,49	0,47	0,53	4,3	4,0	11,0
Годовая максимальная	1,63	1,13	1,01	568,2	119,4	244,0

* 1 пА/кг = 13,95 мкР/ч (микрорентген/ч).

** 1 Бк/м³ = 27 пКи/м³ (0,027 пКи/л пикокиюри/л); Бк — (беккерель) единица активности; 1 Бк = 1 распад в секунду 1 кюри = 3,7 · 10¹⁰ Бк)

Концентрация радона в воздухе внутри помещений зависит в большой степени от времени года и в среднем для поквартальных значений меняется в 2...2,5 раза. Высокие концентрации радона в деревянных домах (обычно одноэтажных) обусловлены не строительным материалом (деревом), а содержанием радия в грунте (радон налетает снаружи).

Систематические диагностические испытания естественной радиоактивности строительных материалов и сырья для их производства ведутся в Польше с 1981 г. Результаты проведенных исследовательских работ выявили фактическую радиоактивность применяемых в Польше материалов и подтвердили необходимость ее контроля.

Контрольные испытания радиоактивности сырья и готовых строительных материалов проводят по методике [1] с помощью трехканального сцинтиляционного анализатора гамма-излучения АЗАР-82 (AZAR-82)* производства завода ядерной техники «Полон» (Варшава).

Концентрацию радионуклидов: калия К-40, радия Ra-226 и тория Th-232 определяют по среднему числу импульсов, регистрируемых в течение 2000 с в каждом из трех каналов анализатора по трем линейным зависимостям, для которых постоянные переводные коэффициенты получены на трех объемных эталонных образцах калия, радия и тория известной активности.

Сырье или готовый строительный материал оценивают по двум критериям — так называемым квалификационным коэффициентам

$$f_1 = 0,00027 S_K + 0,0027 S_{Ra} + 0,0043 S_{Th}, \quad (1)$$

$$f_2 = S_{Ra}, \quad (2)$$

где S_K , S_{Ra} , S_{Th} — соответственно концентрации калия, радия и тория в данном материале.

Материал можно использовать для жилищного строительства, если квалификационные коэффициенты удовлетворяют одновременно следующим условиям

$$f_1 = 1, \quad (3)$$

$$f_2 = 5 \text{ пКи/г.} \quad (4)$$

Условие (3) ограничивает суммарную радиоактивность материала и, как следствие этого, внешнее облучение всего тела гамма-излучением из стен и перегородок (мощность экспозиционной дозы гамма-излучения внутри домов).

Рис. 1. Средние значения и пределы нахождения квалификационных коэффициентов f_1 и f_2 (относительные значения) основных строительных материалов

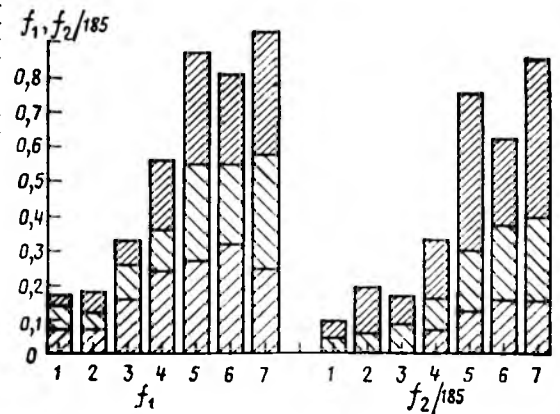
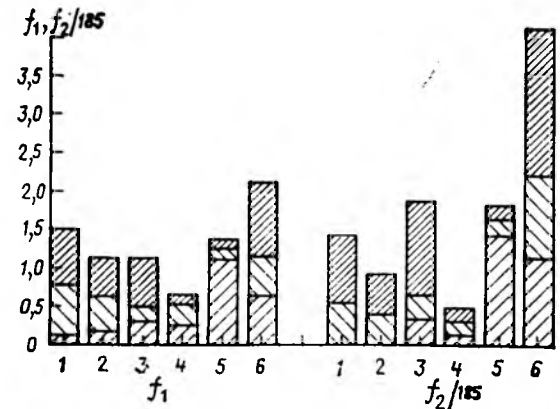


Рис. 2. Средние значения и пределы нахождения квалификационных коэффициентов f_1 и f_2 (относительные значения) некоторых промышленных отходов, применяемых в производстве строительных материалов



Условие (4) ограничивает допустимую концентрацию радия в материале, определяющую уровень концентрации свободного радона в воздухе внутри

домов, и, следовательно, степень внутреннего облучения дыхательных органов альфа-излучением радона и его производных.

Таблица 2

Материал, изделие	Число испытаний	Квалификационные коэффициенты	
		f_1	f_2 , Бк/кг
Материалы и готовые изделия			
Бетон тяжелый	85	0,16—0,33	2,2—31,4
Керамзитобетон	48	0,24—0,56	13,1—61,6
Шлакобетон	165	0,32—0,81	29,1—115,1
Ячеистый бетон — газобетон песочный	52	0,07—0,18	0,1—35,8
Ячеистый бетон — на золах-уносах	294	0,25—0,93	28,6—157,8
Кирпич силикатный	28	0,07—0,17	3,6—17,6
Кирпич, изделия из красной керамики	438	0,27—0,87	23,1—139,4
Цемент в целом	268	0,05—0,64	3,7—155,6
Цемент 35 — без добавок	35	0,19—0,26	27,6—44,8
Цемент 35 — с добавками	43	0,19—0,44	26,9—87,9
Шлакоцемент 25	23	0,28—0,65	57,6—156,4
Известь	64	0,05—0,13	13,1—42,2
Гипс природный и строительный	54	0,03—0,17	0,1—49,6
Заполнители для бетона			
Заполнители природные в целом	678	0,03—0,53	0,5—43,3
Песок природный	147	0,03—0,28	0,5—19,5
Гравий-сырье	228	0,03—0,41	1,1—28,8
Гравий мелкий	43	0,13—0,33	3,9—28,1
Гравий крупный	148	0,09—0,47	3,3—43,3
Щебень (галька)	24	0,35—0,53	10,2—35,2
Гранитный щебень	45	0,65—0,88	11,8—64,2
Базальтовый щебень	30	0,29—0,35	13,1—34,2
Известняковый заполнитель	46	0,01—0,18	0,4—17,8
Керамзит и похожие	118	0,37—0,83	19,2—119,5
Природное сырье			
Известняк	89	0,01—0,38	0,2—32,7
Мергель	16	0,09—0,31	11,9—34,2
Сидерит	14	0,39—0,53	31,4—69,7
Глина, илестое сырье для керамики	326	0,23—0,93	1,2—228,3
Вторичное сырье			
Зола уноса	996	0,13—1,51	3,7—266,5
Шлаки котельные	668	0,19—1,12	9,5—178,7
Шлаки доменные	68	0,31—1,14	66,1—351,1
Сланец угольный	60	0,26—0,66	28,1—91,2
Шлак цветной металлический	42	1,12—1,38	268,5—336,5
Фосфогипс	54	0,65—2,12	212,8—761,4

* С 1990 г. выпускается новая автоматизированная аппаратура АЗАР-90.

Результаты контрольных испытаний, проведенных во многих местных контрольных лабораториях, передаются в форме поквартальных отчетов в ИТБ и составляют компьютерную базу данных.

Характеристики естественной радиоактивности некоторых строительных материалов и сырья по данным 1988 г. представлены в табл. 2.

На рис. 1 показано сравнение характеристик радиоактивности (f_1 , f_2) основных материалов для конструкций стен и перегородок домов. Не наблюдается превышения предельно допустимых значений квалификационных коэффициентов. Ячеистые бетоны на основе золы-уноса, шлакобетоны и изделия красной керамики представляют собой класс строительных материалов с повышенными значениями радиоактивности.

Аналогично на рис. 2 приведены характеристики радиоактивности некоторых промышленных отходов, применяемых в качестве сырья для производства строительных материалов. Во всех отходах кроме угольного сланца выявлено превышение предельно допустимых значений квалификационных коэффициентов.

Проведенные контрольные испытания и многолетний опыт диагностики ра-

диоактивности сырья и строительных материалов показали, что для исследованных искусственных строительных материалов не характерно превышение предельно допустимых значений квалификационных коэффициентов. Обычные (тяжелые) бетоны на природных заполнителях (кроме гранитного — почти недоступного для гражданского строительства в Польше) имеют относительно низкую активность.

Из природного сырья в Польше глины, подобно гранитным породам, принадлежит к группе относительно высокоактивных; поэтому в кирпичных домах мощность экспозиционной дозы гамма-излучения, как и концентрация радона, более высока, чем в домах из бетона (крупнопанельных). Из промышленных отходов фосфогипсы из фосфоритного сырья (Африка и Америка) и шлаки из медной металлургии не допускаются для производства строительных материалов, применяемых в жилищном строительстве. Остальные отходы — от электростанций (шлаки и зола-уноса) и металлургические (шлаки и дымовая пыль) необходимо систематически испытывать.

Из польского опыта следует, что внедрение общей системы контроля радиоактивности сырья и материалов перед их применением достаточно про-

сто. Для этого необходимы нормативные документы, устанавливающие условия испытаний и критерии оценки, а также простая аппаратура (типа АЗАР-90). Стоимость таких испытаний и оценки одного образца невелика, трудоемкость не более 7 чел. ч.

Хорошие результаты дает координация всех работ по контролю радиоактивности в строительстве ведущим строительным институтом страны. В то же время необходимо дальнейшее совершенствование методики измерений и оценки результатов. Успешно ведутся работы по оценке радиационной обстановки и влиянию на нее технологических процессов, а также определению коэффициентов диффузии радона в зависимости от структуры материала и других факторов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Instrukcja ITB nr 234. Wytyczne badania promieniotworczosci naturalnej surowcow i materialow budowlanych, Warszawa, 1980.
2. UNSCEAR Report, Ionizing Radiation: Sources and Biological Effects, United Nations, New York, 1982.
3. Raport CLOR nr 5/85/Z-II: Badania narazenia ludnisci kraju od radioaktywnosci materialow budowlanych i ocena istniejacego ryzyka radiacyjnego, Warszawa, 1985.

Памяти Ю. П. Гущи (1940—1990)

Безвременно оборвалась жизнь крупного ученого и специалиста в области железобетона, заведующего лабораторией теории железобетона НИИЖБа, главного редактора журнала «Бетон и железобетон», доктора технических наук, профессора, члена КПСС **Юрия Петровича Гущи**.

После окончания Ростовского инженерно-строительного института он работал на стройках и в проектных организациях страны, а с 1964 г. вся творческая деятельность Ю. П. Гущи связана с НИИЖБом, в котором он прошел путь от аспиранта до заместителя директора, а в последнее время руководил ведущей лабораторией института.

Выполненные им и под его руководством экспериментальные и теоретические исследования позволили развить теорию прочности железобетонных элементов по нормальным сечениям за счет учета переменных напряжений в растянутой арматуре в зависимости от процента армирования, характера диаграммы растяжения арматуры, прочностных и деформативных свойств материалов.

Развита теория деформаций железобетонных элементов с трещинами применительно к стадии, близкой к разрушению; разработаны методы оценки ширины раскрытия и условий закрытия трещин при различных режимах загрузки железобетонных элементов, деформаций элементов при нагрузках-разгрузках.

Важное значение имеют выполненные в последние го-

ды под руководством и с участием Ю. П. Гущи работы, посвященные методам расчета железобетонных конструкций с использованием диаграмм деформирования материалов. Внесен большой вклад в разработку основополагающих нормативных документов (СНиП II-V.1262*, СНиП II-21-75, СНиП 2.03.01-84, Руководства, Пособия).

Ю. П. Гуща вел большую педагогическую работу и подготовил 11 кандидатов технических наук, опубликовал 4 монографии и более 70 научных статей.

Научно-общественная деятельность его была огромна: председатель специализированного совета НИИЖБ, член президиума Центрального правления ВНТО Стройиндустрия и нескольких специализированных советов, главный редактор журнала «Бетон и железобетон».

На протяжении многих лет он являлся постоянным представителем Госстроя СССР в Европейском комитете по бетону (ЕКБ), заместителем председателя президиума национального комитета Международной организации напряженного железобетона (ФИП), членом административного совета ЕКБ и вице-президентом ФИП. Принимал непосредственное участие в разработке Рекомендаций ЕКБ-ФИП по расчету и проектированию железобетонных конструкций от советской стороны и во внедрении результатов зарубежного опыта в отечественную практику.

В жизни Юрий Петрович Гуща был равносильно образованным человеком, отличался щедростью души и доброжелательностью к людям. Память о нем сохраняют его друзья, ученики и товарищи по работе.

УДК 624.012.45.046

Макрышев В. П., Оселедко С. А. Оценка прочности сборных железобетонных конструкций при контрольных испытаниях на производстве // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 4—5

Показано, что во многих случаях изделия и конструкции, запроектированные с оптимальной материалоемкостью, при удовлетворении требований ГОСТ 8829—85 по трещиностойкости и жесткости не удовлетворяют требованиям по прочности. Приведены результаты экспериментальных исследований. Рекомендуется для конструкций, испытываемых нагрузением, при назначении контрольных нагрузок по проверке прочности определять теоретические разрушающие нагрузки, значения которых должны быть увязаны с требованиями ГОСТ 8829—85. — Табл. 4.

УДК 691.422.2.003.13

Габрусенко В. В., Якушин В. А., Кузнецов С. М.

Об экономической эффективности универсальных решетчатых балок // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 7—8

Увеличение высоты арочных решетчатых балок с 1640 до 1800 мм позволяет создать универсальную строительную конструкцию, по несущей способности полностью заменяющей типовые балки и в основном диапазоне нагрузок фермы. По расходу материалов новые конструкции намного экономичнее двускатных балок, а с учетом эксплуатационных расходов и сегментных ферм. — Ил. 1, табл. 2. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 69.022:693.5:624.072.1

Ницкий Ю. А., Глинистый Е. А. Двухслойные монолитные стены жилых домов усадебного типа // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 9—10

Содержатся анализ конструктивных решений наружных стен, применяемых в монолитных жилых домах усадебного типа, описание конструкции двухслойной стены, результаты исследования ее напряженно-деформированного состояния, технико-экономические преимущества в сравнении с известными решениями. — Ил. 1. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 69.057.12:122:624.042.7

Прочность и жесткость узлов каркасов многоэтажных зданий при действии сейсмических нагрузок / А. А. Беспаяев, Н. Г. Мартьянова, М. Р. Уразиманов и др. // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 10—11

Приведены результаты исследования жестких узлов поперечных рам многоэтажных каркасных зданий межвидового применения. Опытные железобетонные образцы узлов нового конструктивного решения испытывали при статическом и динамическом повторном действии поперечных сил. Изложены особенности работы и расчета элементов, предложена оценка податливости узла. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.072.2

Спаннот Л. С., Кузин А. П., Литвиненко В. А. Продольная двухконсольная ферма для одноэтажных зданий // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 12

Приведены данные статических испытаний до исчерпания несущей способности новой двухконсольной железобетонной преднапряженной фермы длиной 24 м для применения в одноэтажных зданиях с шагом колонн 12 м и покрытиями из плит-оболочек КЖС пролетами 18 и 24 м. — Ил. 1.

УДК 691.327:66.04

Крылов Б. А., Рахимов А. М. Совершенствование ТВО железобетонных изделий в условиях сухого жаркого климата // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 13—15

Приведены результаты экспериментальных исследований влияния температуры окружающей среды на режимы ТВО бетона в условиях сухого жаркого климата. Показано, что учет климатических особенностей южных районов страны в процессе ТВО способствует снижению энергетических затрат при производстве сборных железобетонных изделий. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 666.972.16.003

Рогатин Ю. А., Батраков В. Г. Оценка эффективности химических добавок по групповым коэффициентам приведения // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 15—17

Излагается методический подход к расчету групповых коэффициентов приведения химических добавок для бетонов всех видов. Приводятся расчетные значения коэффициентов для добавок наиболее распространенных видов и классов. — Табл. 1. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.072.2/3:539.4

Гуща Ю. П., Цой С. П. Прочность и деформативность изгибаемых элементов из пластифицированных бетонов при кратковременном и длительном нагружении // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 17—19

Приведены результаты исследования влияния добавки суперпластификатора С-3 на прочность и деформативность бетона. Проанализирована работа балок из пластифицированного бетона при кратковременном и длительном воздействии нагрузок. — Ил. 3, табл. 2.

УДК 666.97.015

Изучение твердения и усадки бетона в ранней стадии методом голографической интерферометрии / А. М. Квернадзе В. Н. Тогоидзе, Г. Г. Иванидзе, Г. Л. Далакишвили // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 19—20

Для исследования твердения и усадки бетонов в ранней стадии применили метод голографической интерферометрии. Преимущество его заключается в том, что являясь неконтактным оптическим методом, он позволяет получать визуальную информацию и количественную оценку деформаций на самых ранних стадиях формирования структуры цементного камня и бетона. — Ил. 6.

УДК 691.412(430.1)

Хинце Г. У., Кагаи М. З., Клибанов А. Л. Опыт изготовления блоков тоннельной обделки по технологии ФРГ // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 20—22

Показан опыт совместной работы по производству железобетонных изделий, отвечающих повышенным строительно-техническим требованиям. Класс по прочности — В45, марка по водонепроницаемости — W8, распулбочная прочность после 18...24 ч естественного твердения не ниже 40% проектной. — Ил. 1, табл. 4.

УДК 691.4

Ветров А. А., Ветров С. А., Митник Г. С. Трехточечное опирание форм при поточном-агрегатном производстве // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 22—23

Описан опыт завода ЖБИ-3 ТСО Курскстрой по внедрению трехточечного опирания форм на всех постах технологической линии и при транспортировке. Применение рациональной схемы опирания позволило снизить массу форм и повысить качество железобетонных изделий. — Ил. 3. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.154

Жуков С. В. Конструкция наголовников, обеспечивающая повышение ударостойкости железобетонных свай // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 24—25

Совершенствование конструкций наголовников в ДальНИИСе направлено на повышение их КПД, обеспечение ударостойкости головы свай. Большое внимание уделяется наголовникам для погружения модульных свай, но выводы по проведенным исследованиям можно использовать для всех типов наголовников. — Ил. 2.

УДК 624.012.45

Фрайфельд Е. Б. Определение площади симметричного армирования внецентрично сжатых элементов прямоугольного сечения // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 26—28

Рассмотрен вычислительный прием, позволяющий избежать последовательных приближений при определении симметричного армирования железобетонных элементов прямоугольного сечения. Рассмотрен первый случай внецентричного сжатия, второй случай при классе бетона по прочности не выше В30 и выше В30. Показано, что вычисления сводятся к определению корней полиномов различных степеней. Приведены примеры определения симметричной арматуры. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.012.4

Тетиор А. Н., Литовченко П. А. Работа железобетонных фундаментов стаканного типа на раскалывание // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 28—31

Приведены основные результаты экспериментальных исследований железобетонных фундаментов стаканного типа на раскалывание. Предложены методика оценки напряженного состояния стаканного сопряжения и алгоритм расчета фундаментов стаканного типа на раскалывание. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 69.003:658.323.8

Шевелев А. П. Материальное стимулирование на заводе КПД в условиях хозрасчета // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 31—32

Освещается опыт премирования работников Курского завода КПД в условиях работы по первой и второй моделям полного хозрасчета. — Табл. 1.

УДК 691.327.001.8

Лишанский Б. А., Грушко И. М., Лазуренко А. В. Системно-структурный подход в бетоноведении // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 35—36

Предложена методология применения системно-структурного анализа в технологии бетона. С использованием идентификации математических моделей технологических процессов показана эффективность анализа физико-механических свойств бетона и синтеза его рецептурно-технологических параметров. При этом технология бетона описывается конечным автоматом, а оптимальная постановка основывается на концепции теории надежности. — Ил. 1. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 691.327.004.12

Горчаков Г. И. Бетоноведение — проблема ресурсосбережения и качества бетона // Бетон и железобетон. — 1990. — № 7. — С. 37—38

Повышение однородности и долговечности бетона рассмотрено как серьезный резерв снижения затрат на ремонтно-восстановительные работы и экономии цемента. На основе предложенной структурной модели бетона с привлечением системного анализа обсуждены возможности прогнозирования поведения бетона в конструкции.

Mamedov T. I., Volkov Yu. S. Publicity of scientific-technical achievements
Makrychev V. P., Oseledko S. A. Estimation of strength of precast reinforced concrete structures during control testing at enterprises
Tokarev M. S., Litkevitch V. A., Berzin V. V. Prestressed reinforced concrete slabs for non-rouleaux coverings of units of «Mobile» type
Gabrusenko V. V., Yakushin V. A., *Kuznetsov S. M.* About economic efficiency of universal lattice beams
Bespaev A. A., Martynova N. G., Urazimanov M. R., Kodysch E. N., Lemysch L. L., Klebanov A. Ya. Strength and rigidity of joints of frames for multi-storied buildings under action of seismic loadings
Nitskyj Yu. A., Glinistyj E. A. Two-layer monolith walls of apartment farmstead houses
Krylov B. A., Rakhimov A. M. Improvement of thermal-humid treatment of reinforced concrete articles in conditions of arid-torrid climate
Rogatin Yu. A., Batrakov V. G. Estimation of efficiency of chemical admixtures according to transformation group coefficients
Gushtcha Yu. P., *Tsoj S. P.* Strength and deformability of bending elements from plastified concretes under short-term and long-term loadings
Kvernadze A. M., Togonidze V. N., Ivanidze G. G., Dalakishvili G. L. Investigations of hardening and slump of concrete in early stage by method of holographic interferometry
Khintse G. U., Kagan M. Z., Klibanov A. L. Experience of production of ensembles for tunnel finishing according to technology of GFR
Vetrov A. A., Vetrov S. A., Mitnik G. S. Three-point supporting of forms during fine production of units
Zhukov S. V. Structure of hoods ensuring increase of blow-resistance of reinforced concrete piles
Tetiur A. N., Litovtchenko P. A. Work of reinforced concrete foundations of «glass»-type on cracking
Frayfeld E. B. Determination of area of symmetrical reinforcement of out-centre compressed elements with rectangular section
Shevelev A. P. Material stimulation at enterprise of large-panel buildings construction in conditions of non-financing by the State

Mamedov T. I., Volkov Yu. S. La publicité des réalisations scientifico-techniques
Makrychev V. P., Oseledko S. A. L'évaluation de la résistance des structures préfabriquées en béton armé pendant les essais de contrôle à l'usine
Tokarev M. S., Litkevitch V. A., Berzine V. V. Les dalles précontraintes en béton armé pour les recouvrements sans rouleaux des ouvrages du type «Mobile»
Gabrussenko V. V., Yakouchine V. A., *Kouznetsov S. M.* Sur l'efficacité économique des poutres universelles en treillis
Bespaev A. A., Martynova N. G., Ourazimanov M. R., Kodysch E. N., Lemysch L. L., Klebanov A. Ya. La résistance et la rigidité de joints des carcasses des bâtiments à plusieurs étages sous l'action des charges sismiques
Nitsky Yu. A., Glinistyj E. A. Les murs monolithes à deux couches des bâtiments d'habitation du type individuel
Spannut L. S., Kouzine A. P., Litvinenko V. A. La ferme longitudinale à deux consoles pour les bâtiments sans étages
Krylov B. A., Rakhimov A. M. Le perfectionnement du traitement par le chauffage dans la vapeur des produits en béton armé dans les conditions du climat arido-torride
Rogatine Yu. A., Batrakov V. G. L'évaluation de l'efficacité des adjuvants chimiques compte tenu de transformation des groupes
Gouchtcha Yu. P., *Tsoj S. P.* La résistance et la déformabilité des éléments sollicités en flexion en béton plastifié sous les chargements de courte et de longue durées
Kvernadzé A. M., Togonidzé V. N., Ivanidzé G. G., Dalakichvili G. L. Les études de durcissement et de retrait du béton dans le stade initial par la méthode de l'interferométrie holographique
Khintse G. O., Kagan M. Z., Klibanov A. L. L'expérience de production des ensembles pour le coffrage des tunnels conformément à la technologie de RFA
Vetrov A. A., Vetrov S. A., Mitnik G. S. L'appui à trois points des formes pendant la production continue des agrégats
Zhoukov S. V. Les structures des capuchons assurants l'accroissement de la résistance aux chocs des pieux en béton armé
Tetiur A. N., Litovtchenko P. A. Le service des fondations en béton armé du type cylindrique sur fendage

Mamedow T. I., Volkow Ju. S. Reklame für wissenschaftlich technische Errungenschaften
Makryschew W. P., Oseledko S. A. Festigkeitsermittlung von vorgefertigten Stahlbetonkonstruktionen bei Kontrollprüfungen bei Produktion
Tokarew M. S., Litkewitsch W. A., Bersin W. W. Vorgespannte Stahlbetonplatten für Dächer ohne Rollen von Bauobjekten vom Typ «Mobil»
Gabrusenko W. W., Jakuschin W. A., *Kusnezow S. M.* Ökonomische Wirkung von universalen Gitterträgern
Bespaew A. A., Martynowa N. G., Urazimanow M. P., Kodysch E. N., Lemysch L. L., Klebanow A. Ja. Festigkeit und Steifigkeit von Skelettknoten in mehrstöckigen Gebäuden unter Einwirkung von seismischen Beanspruchungen
Nizhij Ju. A., Glinistyj Je. A. Zweischichtige monolithische Wände von Wohnhäusern für ländlichen Typ
Spannut L. S., Kusin A. P., Litwinenko W. A. Längsbinder mit 2 Konsolen für eingeschossige Gebäude
Krylow B. A., Rachimow A. M. Verbesserung der Warmfeuchtbehandlung für Stahlbetonerzeugnisse unter Bedingungen des heißen Klimas
Rogatin Ju. A., Batrakov W. G. Effektivitätseinschätzung für chemische Zusatzstoffe nach Gruppenreduktionsfaktoren
Gustscha Ju. Y., Zoj S. P. Festigkeit und Verformbarkeit von auf Biegung beanspruchten Bauelementen aus plastifizierten Betonen unter kurzzeitigen und Dauerbelastungen
Kvernadzé A. M., Togonidse W. N., Ivanidzé G. G., Dalakischvili G. L. Untersuchung der Erhärtung und des Schwindens des Betons am Anfang durch Methode der golographischen Interferometrie
A. L. Herstellungserfahrung für Blocks der Tunnelverkleidung nach der BRD-Technologie
Wetrow A. A., Wetrow S. A., Mitnick G. S. Dreipunktförmige Auflagerung von Formen bei Aggregatfließproduktion
Shukow S. W. Erhöhung der Schlagwiderstandsfähigkeit für Stahlbetonpfähle sichernde Haubenkonstruktion
Tetiur A. N., Litovtschenko P. A. Verhalten von Hülsenfundamenten aus Stahlbeton aufs Spalten
Freifeld Je. B. Berechnung der Fläche für symmetrisches Bewehren von aussermittig gedrückten Elementen mit rechteckigem Querschnitt

Редакционная коллегия: **Ю. П. Гуца** (главный редактор), **В. И. Агаджанов**, **Ю. М. Баженов**, **В. Г. Батраков**, **Н. Л. Бисенд**, **В. М. Бондаренко**, **А. И. Буракас**, **В. В. Гранев**, **П. А. Демянюк**, **В. Г. Довжик**, **Ф. А. Иссерс**, **Б. И. Кормилицын**, **Р. Л. Мавлян**, **К. В. Михайлов**, **Т. М. Пецольд**, **В. А. Рахманов**, **И. Ф. Руденко**, **Р. Л. Серых**, **В. М. Силян**, **В. М. Скубка**, **Ю. Г. Хаютни**, **А. А. Шлыков** (зам. главного редактора), **Е. Н. Щербаков**

Технический редактор **Е. Л. Сангурова**

Корректор **Н. А. Шатерникова**

Сдано в набор 14.05.90.
 Печать высокая.
 Уч.-изд. л. 8,46.

Подписано в печать 04.07.90.
 Бумага книжно-журнальная.
 Тираж 13397 экз.

T-10808.
 Усл. печ. л. 6,0.
 Заказ 347.

Формат 60x90^{1/4}.
 Усл. кр.-отт. 6,75.
 Цена 60 коп.

Адрес редакции:

Москва, Георгиевский пер., 1, строение 5, 3-й этаж

Почтовый адрес редакции (экспедиция): 101442, Москва, ГСП, Каляевская, 23а

Тел. 292-41-34, 292-62-05

Подольский филиал производственного объединения «Периодика»
 Государственного комитета СССР по печати
 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Вологодская областная универсальная научная библиотека

ВНИМАНИЮ РУКОВОДИТЕЛЕЙ И СПЕЦИАЛИСТОВ ЗАВОДОВ ЖБИ И ЖБК

Хозрасчетная производственная внедренческая организация «ПОДРЯДЧИК» при Научно-техническом центре «ИНЖЕНЕР» объединяет опытных экономистов различных организаций и предприятий; предлагает выполнить работы по оказанию помощи предприятиям стройиндустрии в разработке и внедрении новых прогрессивных форм и методов хозяйствования, организации и оплаты труда

- аренда и арендный подряд
- совместные предприятия
- внутрипроизводственный (цеховой, бригадный) хозрасчет
- системы организации и оплаты труда с применением коллективных коэффициентов трудового вклада (КТВ) и индивидуальных коэффициентов трудового участия (КТУ) в общий конечный результат
- нормативы затрат труда и заработной платы для арматурного и формовочного производства.

Экспресс-группы «ПОДРЯДЧИКА» выполняют работы непосредственно у Заказчика в тесном контакте с его специалистами в короткие сроки по умеренным договорным ценам.

*Адрес: 129110, Москва, проспект Мира, 39.
Телефоны: 280-15-08, 280-15-09.*

НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР

ПРЕДЛАГАЕТ

**ПРИБОР ПИН-8 ДЛЯ КОНТРОЛЯ УСИЛИЙ
ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Прибор ПИН-8 предназначен для контроля предварительного напряжения стержневой, проволочной и прядевой арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362—77 на заводах сборного железобетона и строительных площадках.

ПИН-8 характеризуется более широкими по сравнению с прибором ПИН-5 функциональными возможностями, позволяет работать в условиях контакта напрягаемой арматуры с косвенным армированием, закладными деталями и элементами формы. В оперативности контроля он уступает лишь приборам частотного типа. Прибор имеет цифровой отсчет результатов измерений.

Технические характеристики прибора: диаметр контролируемой арматуры 8...22 мм; база прибора 800 мм; время одного замера не более 30 с; погрешность измерений не более 4 %; масса 2,5 кг; годовой экономический эффект не менее 750 р.

НИИЖБ оказывает также научно-техническую помощь по:

- техническому и метрологическому обслуживанию приборов серии ПИН
- организации заводского контроля усилий натяжения арматуры
- проверке приборов контроля натяжения арматуры различных типов

Работы производятся на основе хозяйственных договоров.

*Адрес НИИЖБа: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6,
телефоны: 174-85-48, 174-86-31*