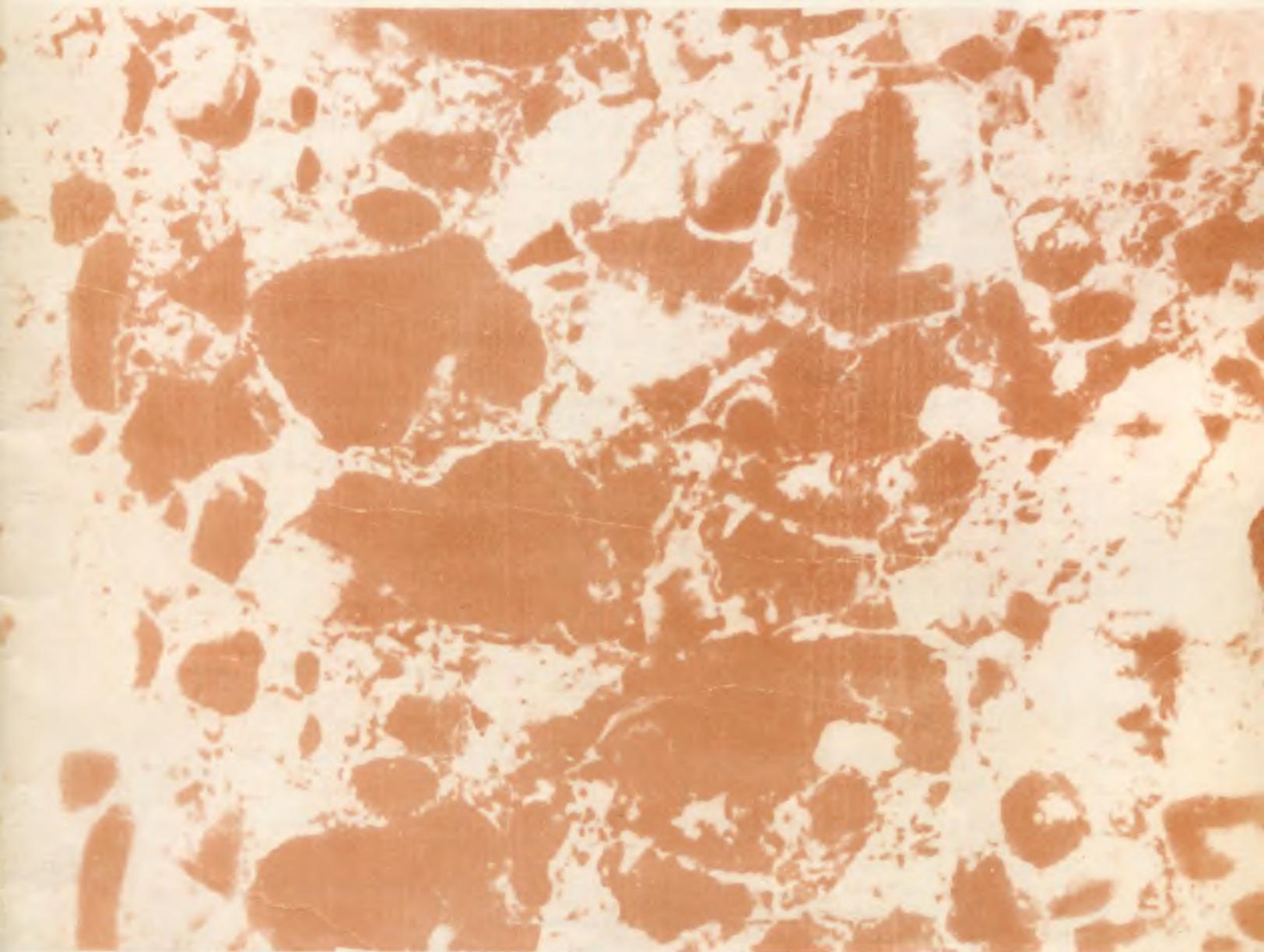


ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН **2** 1990



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: 109389, Москва, 2-я Институтская ул., 6, телефоны 174-85-48, 174-86-31

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

2 (419)

Издается с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

Февраль 1990

СОДЕРЖАНИЕ

Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!

Для обновления отрасли 2

«Стройпрогресс-2000»

Малинина Л. А. Проблемы производства и применения тонкомолотых многокомпонентных цементов 3

Шербаков Е. Н., Рояк Г. С., Хубова Н. Г., Грановская И. В. Прочность бетона на тонкомолотом многокомпонентном цементе 5

Высоцкий С. А., Бруссер М. И., Смирнов В. П., Царик А. М. Оптимизация состава бетона с дисперсными минеральными добавками 7

Конструкции

Чаруйский Ю. А., Краснокутская Т. Б., Ухов Б. С. Исследование железобетонного покрытия из треугольных сборных элементов 10

Чиненков Ю. В., Дорожкова И. А. Экономическая эффективность панелей ленточной разрезки различной конструкции 13

Габрусенко В. В., Бутвиловский И. И., Светов А. А. Плиты покрытий размером 3×12 м со смешанным армированием 15

Клевцов В. А., Бирулин Ю. Ф., Заварзаев Г. Н. Влияние пластин закладных деталей на прочность узлов железобетонных конструкций при местном сжатии 16

Юсупов Э. Ю., Пак Ф. И., Ибрагимов Х. М. Бессварное и безопалубочное стыковое соединение панелей сейсмостойких крупнопанельных зданий 19

Бетоны

Свиридов Н. В., Коваленко М. Г. Бетон прочностью 150 МПа на рядовых порландцементях 21

Жуков Н. В., Шапошников А. В. Определение нормативных и расчетных сопротивлений цементогрунта 22

Айрапетов Г. А., Панченко А. И., Несветаев Г. В. Оперативный контроль морозостойкости бетона 24

Дворкин Л. И., Марчук В. Н. Оптимизация составов литых шлакодержающих бетонов 25

Заводское производство

Олехнович К. А. Средства объемного виброформования крупноразмерных железобетонных деталей 28

Крылов Б. А., Малинский Е. Н., Ли А. И., Ураков Н. А. Тепловлажностная обработка изделий в гидроаэроциркуляционных камерах с использованием солнечной энергии 30

Строительное производство

Соловьева Р. Ф., Дьяченко С. С., Уварова С. Х., Борисенко Т. Ю. Повышение теплозащитных свойств монолитного бетона с противоморозными добавками 33

В помощь проектировщику

Лужин О. В., Забегаев А. В., Кудерин М. К. Особенности деформирования железобетонных плит при ударных воздействиях 35

Залесов А. С., Гундарь В. А., Чижевский В. В. Краевое продавливание 36

Теория

Лучко И. И., Лотыш В. В. Распределение касательных напряжений между арматурой и бетоном в железобетонной балке 38

Использование промышленных отходов

Вахтомин В. Л., Алферов Ф. А., Лозоватский М. А., Мочалов В. Г., Федоров Ю. Б., Чурсин Ю. П., Крылова И. А. Новая добавка в технологии бетона—пульпа сульфурем 40

Долговечность

Горбунов С. П., Трофимов Б. Я., Жуков И. В. Об ускоренных методах определения морозостойкости бетона 42

Жидков Ю. Н., Гузев Е. А., Борисенко В. М., Монахова М. В. Сялполимер для коррозионностойких конструкций 43

Зарубежный опыт

Нурмиев Г. Н. Продукция фирм Финляндии 45



МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

ДЛЯ ОБНОВЛЕНИЯ ОТРАСЛИ

Показатели хозяйственной деятельности строительных предприятий и организаций Подмоскovie в 1989 г. весьма неоднозначны. Это учтено при разработке проекта плана комплексного экономического и социального развития Московской области на 1990 г.

Главная цель плана — дальнейшее приоритетное углубление социальных преобразований, обеспечивающих последовательное улучшение условий труда, быта и отдыха жителей области. В частности, высокие темпы роста заложены по выпуску полимерных материалов, линолеума, керамической плитки. В настоящее время область особенно остро нуждается в кирпиче, щебне и гравии, керамзите, столярных изделиях, утеплителях. Промышленность Мособлстройкомитета не выполняет плановые задания по выпуску кирпича, сборного железобетона, столярных изделий и керамзита. Это создает значительную напряженность в решении задач социального развития области в текущем году.

Особенно тяжелое положение сложилось с обеспечением строительных площадок кирпичом. Так, за 11 месяцев 1989 г. его произведено на 37 млн. шт. меньше планового задания. А ведь на заводах Мособлстройкомитета планируется в 1990 г. выпустить 820 млн. шт. кирпичей. Для этого необходимо оперативно развивать базу заводов по его производству.

Уже третью пятилетку не обеспечивается ввод новых мощностей на Можайском кирпичном заводе. За три последние года из 2,3 млн. р. капитальных вложений здесь освоено лишь 500 тыс. р.

Для того, чтобы улучшить снабжение строек кирпичом, Мособлсоветом принята программа строительства кирпичных заводов малой мощности. В этом году такие заводы должны быть пущены в эксплуатацию на Ступинском металлургическом комбинате и в Солнечногорском агропромышленном объединении.

В целях финансового оздоровления экономики, нормализации строительного процесса, а также исходя из наличных ресурсов строительных материалов и оборудования в Государственном плане развития страны на 1990 г. в целом по народному хозяйству значительно сокращены объемы централизованных и нецентрализованных государственных капитальных вложений по сравнению с расчетами к пятилетнему плану и к плану прошлого года.

Благодаря большой совместной работе исполкома Мособлсовета с министерствами и ведомствами в проекте плана Московской области утверждены капитальные вложения за счет всех источников финансирования в объеме 4,1 млрд. р. Значительно возрастает объем средств, направляемых на развитие социальной сферы села. Всего на развитие социальной сферы Подмоскovie выделено 1,4 млрд. р. На жилищное строительство области направляется около 900 млн. р.

Во многих районах области стремятся за короткие сроки увеличить объемы жилищно-гражданского строительства. Так, Дмитровский горсовет для расширения производственных мощностей строительных организаций и предприятий района выделил около 2 млн. р.

Известно, что Московская область по многим направлениям развития социальной сферы находится на одном из последних мест в РСФСР. Так, в Дмитровском районе очередь на получение жилья составляет около 8 тыс. семей. Расчеты показывают, что коренного перелома с жильем в районе возможно добиться к 2000 г. Для этого потребуются увеличить по сравнению с двенадцатой пятилеткой объем строительства жилья в 1,3 раза. Значительная прибавка намечается уже в 1990 г.

Городской Совет народных депутатов на своей сессии рассмотрел этот вопрос и вынес соответствующее решение. Самая крупная строительная организация в Дмитровском районе ПСО-19. Но из-за малой мощности многие объекты культурно-бытового назначения не включаются этой организацией в план. В частности, заделанным остается терапевтический корпус больницы в Яхроме. Для того, чтобы сдать его в эксплуатацию в 1990 г., исполком объявил этот объект народной стройкой. Следует отметить, что таким же методом был возведен терапевтический корпус в Дмитрове, со-

оружается в настоящее время детский сад в поселке Некрасовском.

Ряд промышленных предприятий и организаций района, имеющих свою строительную базу, такие, как Яхромская и Синьковская фабрики, Дмитровское производственное швейное объединение «Юность», Дмитровский электромеханический завод и другие, будут работать у ПСО-19 на субподряде. Кроме того, все предприятия, участвующие в строительстве жилья на долевых началах, выделяют выделяемые им квартиры своими силами. Это позволит ведущей строительной организации справиться с заданиями.

К развитию социальной сферы в районе привлечены и ведомственные строители. Так, одна из ПМК включила в свой план пристройку к школе в Дмитрове, детский сад в совхозе.

Важным звеном в развитии экономики района является мощность собственной производственной базы строительных организаций. В Дмитровском районе в 1990 г. намечено осуществить реконструкцию пропарочных камер в ПСО-19, начать разработку Ольговского карьера. На местном ДСК будут возведены бетоносмесительный и арматурный цехи.

Перестройка общественно-политической жизни в стране стимулирует формирование новой системы экономических отношений в народном хозяйстве. Все чаще в качестве одного из аргументов налация дополнительных возможностей экономики, ее резерва называют конверсию оборонной промышленности. Она явилась первым практическим результатом нового мышления. Конверсия производства оборонных отраслей уже в настоящее время дает значительный экономический эффект. Так, решаются проблемы строительства жилых домов на селе, выпуска товаров народного потребления.

Эти процессы коснулись и Московской области, где сосредоточен значительный производственный потенциал, направленный ранее в основном на решение задач обеспечения военной техникой армии. В настоящее время идет активная работа по заключению прямых хозяйственных договоров, оборонные предприятия начинают вносить реальный вклад в решение многих народнохозяйственных задач.

Следует отметить, что имеется еще один положительный аспект конверсии. Значительный научно-технический потенциал, новые разработки, специальные материалы были раньше доступны только узкому кругу специалистов. Эти достижения практически не использовались при создании изделий для строительства.

При активном участии специалистов оборонных предприятий подготовлен каталог, в который вошло несколько сотен предложений по использованию достижений специальных отраслей в народном хозяйстве Подмоскovie. Уже начата работа по их внедрению.

В производственном объединении «Рошальский химический комбинат» налажен выпуск лаков, порошковых изделий, санитарно-технических изделий для нужд строительной отрасли. Многие дефицитные изделия производятся здесь из полимербетона. Совместно с Люберецким научно-производственным объединением «Союз» и другими предприятиями отрасли рошальцы ведут интенсивную работу по созданию машин для освоения в 1993 г. серийного производства изделий из полимербетона. Так, намечено выпускать до 80 тыс. комплектов санитарно-технических изделий. На освободившихся в результате конверсии площадях в ПО «Рошальский химический комбинат» уже в 1990 г. намечено выпускать облицовочную плитку из полимербетона.

В научно-производственном объединении «Исток» на базе новейших достижений разработана программа по выпуску аппаратуры, оборудования, автоматизированных узлов и линий по производству строительных изделий из керамики. Эта работа ведется совместно с Бутовским комбинатом строительных материалов. Здесь же разработана линия по производству кирпича.

Широкое освоение новых экономических отношений в строительстве, использование всех резервов способствуют значительному увеличению прогрессивных разработок, их оперативному внедрению в практику.

УДК 691.54.001.1

Л. А. МАЛИНИНА, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

Проблемы производства и применения тонкомолотых многокомпонентных цементов

В нашей стране существует постоянный дефицит цемента, хотя в 1988 г. его было изготовлено 139 млн. т. Это объясняется тем, что темп увеличения объемов производства бетонов опережает прирост объема выпуска цемента.

Увеличить объем изготавливаемого бетона можно путем уменьшения расхода цемента, что и реализуется на практике применением различных цементосберегающих технологий. К их числу относится использование добавок пластификаторов и суперпластификаторов, минеральных добавок и в первую очередь зол ТЭС, интенсивных методов приготовления бетонных смесей. Наибольшая экономия цемента достигается сочетанием различных технологических приемов.

Цементная промышленность увеличивает объемы производства цемента из наличного количества клинкера, выпуск которого ограничен производительностью печей, введением в процессе помола активных минеральных добавок, виды и количество которых регламентируются стандартами.

Основной объем товарного цемента для бетонов общестроительного назначения выпускают по ГОСТ 10178—85 следующих видов: бездобавочный портландцемент (ПЦ-Д0), портландцемент с минеральными добавками (ПЦ-Д5 и ПЦ-Д20) (цифры означают предельно допустимое содержание минеральных добавок в составе портланд- и шлакопортландцемента). В 1987 г. выпуск портландцемента и его разновидностей составил 70,1%, в том числе бездобавочного ПЦ-Д0—7,9 и ШПЦ—26,2% общего объема выпуска. При изготовлении цементов было введено около 28 млн. т минеральных добавок, основное количество которых составили доменные гранулированные шлаки. Изготовление цементов с минеральными добавками вполне оправданно, так как позволяет увеличить объемы производства цементов и бетонов на их основе (табл. 1).

Мировая практика производства цемента также переходит на изготовление

Таблица 1

Вид цемента по ГОСТ 10178—85	Марка цемента	Количество добавок, %	Количество цемента из 1 т клинкера, кг	Объем изготавливаемого бетона разных классов из 1 т клинкера		
				В15	В22,5	В30
ПЦ-Д0	400	—	1000	258/3,9	350/2,9	472/2,1
ПЦ-Д5	500	—	1000	235/4,3	315/3,2	428/2,3
ПЦ-Д20	400	18	1220	264/4,6	355/3,4	525/2,3
ПЦ-Д20	500	10	1110	244/4,6	332/3,3	465/2,4
ШПЦ	300	50	2090	305/6,7	410/5,0	582/3,4
ШПЦ	400	40	1660	270/6,1	374/4,4	515/3,2
ШПЦ	500	30	1430	240/6,0	320/4,5	435/3,3

Примечание. Перед чертой — расход цемента в кг/м³, после черты — объем бетона в м³.

смешанных цементов, так как это позволяет экономить природные сырьевые ресурсы за счет использования отходов других отраслей производства и топлива. По мнению председателя международного комитета ТК-51 «Цемент» П. Дютрана, высказанному в 1984 г., смешанные цементы постепенно займут 3/4 или 4/5 объема производства и тогда чистые портландцементы станут цементами специальными, предназначенными для особого применения. Приведенный им прогноз по увеличению среднего содержания минеральных добавок в цементы в различных регионах приведен в табл. 2.

Таблица 2

Регион	Содержание добавок, %			
	1980 г.	1983 г.	1990 г.	2000 г.
Западная Европа	15	17	23	30
Северная Америка	3	5	12	20
Япония	1	3	10	20

Примечание. В СССР в 1988 г. среднее содержание минеральных добавок составило 20,8%.

Активность смешанных цементов, особенно ШПЦ, можно повысить путем увеличения тонкости помола, однако это связано с падением производительности установок для помола и растущим энергопотреблением. В связи с этим удельная поверхность товарных цементов не превышает 300 м²/кг.

Проблема увеличения объемов производства бетона из лимитируемого

количества товарного цемента сохраняется десятилетиями, поэтому изготовление смешанных цементов с дополнительным насыщением минеральными добавками и дополнительным помолом на месте потребления изучали неоднократно. Еще в начале 60-х гг. проф. А. В. Волженский и канд. техн. наук Л. Н. Попов доказали эффективность изготовления смешанных цементов с такими материалами, как кварцевый песок, гранулированный и отвальный шлаки, плотные известняки и другими путем их повторного помола с товарными цементами до удельной поверхности 400...450 м²/кг. Определена оптимальная (30%) дозировка этих добавок. Однако эта технология в то время не нашла широкой реализации из-за необходимости создания установок для помола. Следует также отметить, что в тот период не было суперпластификаторов и эффективных пластификаторов.

В последние годы в нашей стране разработан принципиально новый вид вяжущего ВНВ, основанный на тонком измельчении товарных портландцементов с дополнительным вводом минеральных добавок или без них и повышенной дозировкой сухого суперпластификатора С-3. Это вяжущее имеет низкую нормальную плотность цементного теста (в среднем 18%) и в зависимости от содержания минеральной добавки делится на ВНВ-100, ВНВ-50 и ВНВ-30 (цифры означают содержание портландцемента в составе вяжущего). Применение ВНВ-100 позволяет получать вы-

Цемент	Удельная поверхность, м ² /кг	Активность, МПа	Количество цемента на 1 т клинкера, кг	Содержание дождки, %	Расход цемента, кг/м ³	Экономия портландцемента, %	Количество бетона, м ³
ПЦ-500-Д0 Старооскольского цемзавода	355	52, 3	1000	—	255	—	3,92
					305	—	3,28
ТМЦ-50 на основе ПЦ-500-Д0 Старооскольского цемзавода и кварцевого песка (50%)	490	35,5	2000	—	380	25	5,26
					520	15	3,85
					340	33	5,88
	490	35,5	2000	0,4 ЛСТМ-2	480	21	4,17
				0,8 С-3	300	41	6,67
					430	30	4,65

Примечание. Над чертой — для бетона класса В15, под чертой — класса В22,5.

сокопрочные бетоны классов В60... В70, а ВНВ-50 — экономить значительное количество товарного цемента. В то же время производство ВНВ сопряжено с определенными трудностями, к числу которых в первую очередь относится необходимость применения сухого суперпластификатора, а также его равномерного распределения в процессе помола, что обуславливает однородность его свойств. В качестве более простого и дешевого варианта был опробован способ, основанный на изготовлении тонкомолотых многокомпонентных цементов с различными минеральными добавками (ТМЦ) и последующем введении жидких суперпластификаторов с водой затворения при приготовлении бетонной смеси. Проведенные в конце 1988 г. опыты на ТМЦ-50 Старооскольского портландцемента с 50% кварцевого песка показали (табл. 3), что экономия портландцемента составила при использовании жидкого С-3—30... 41% и ЛСТМ-2—21... 33%, а объем бетона увеличился на 40... 70% с добавкой С-3 и на 27... 50% с добавкой ЛСТМ-2. Экономия исходного цемента ΔЦ, на основе которого изготовляли ТМЦ, оценивали по формуле

$$\Delta \text{Ц} = \frac{\text{Ц}_{\text{ТМЦ}} \text{Д} - \text{Ц}_{\text{к}}}{\text{Ц}_{\text{к}}} 100\%,$$

где Ц_{ТМЦ} — расход ТМЦ; Д — содержание минеральной добавки в долях.

Количество бетона на основе ТМЦ с добавками жидких пластификаторов или без них определяли как частное от деления количества ТМЦ, изготавливаемого из 1 т исходного портландцемента, на его расход в бетоне требуемого класса. Эти опыты подтвердили перспективность данного направления, дальнейшая разработка и реализация которого должна осуществляться по программе «Стройпрогресс-2000», включающей проект «Создание тонкомолотого многокомпонентного цемента (ТМЦ) и на его ос-

нове бетонов низкой водопотребности с целью экономии цемента на 35 и более процентов». Проектом предусмотрено производство ТМЦ как на цементных заводах в виде товарного продукта, так и непосредственно на предприятиях стройиндустрии.

Для широкой реализации этого направления требуется исследование технологии вяжущих и бетонов в различных направлениях, поскольку ТМЦ представляет собой композиционное вяжущее множества модификаций, свойства которого зависят от состава и количественного соотношения исходных составляющих и технологии их помола. Бетоны на различных модификациях ТМЦ могут по-разному пластифицироваться и снижать водопотребность, менять кинетику твердения, структуру и состав цементирующих новообразований, что влияет на свойства бетона, технологию изготовления бетонных и железобетонных изделий и области их применения.

Разработка проекта осуществляется силами ведущих научно-исследовательских и учебных институтов: НИИЖБом, НИИ цемента, ВНИИ транспортного строительства, ВНИИЖелезобетоном и др. Генеральным разработчиком проекта является НИИЖБ.

В связи с многообразием модификаций ТМЦ строительно-технические свойства бетонов на их основе с жидкими С-3 и ЛСТМ-2 все разработчики проекта исследуют по единой методике, разработанной НИИЖБом, что позволит получить сопоставимые результаты опытов и объективно оценить эффективность различных видов ТМЦ в бетонах.

В процессе выполнения проекта будут решены следующие задачи:

разработаны оптимальные составы ТМЦ нескольких модификаций и дисперсности на основе портландцементов разного химико-минералогического состава и минеральных добавок различного генезиса (кварцевые пески, шлаки,

зола ТЭС, известняки и т. д.) применительно к изготовлению их на цементных заводах и предприятиях стройиндустрии;

определена оптимальная дисперсность и зерновой состав компонентов ТМЦ различных модификаций, выбраны наиболее эффективные виды оборудования для помола с оценкой энергопотребления, разработаны схемы помола на цементных заводах и предприятиях стройиндустрии;

разработаны способы введения и оптимизация количества жидких пластификаторов и суперпластификаторов при изготовлении бетонов на ТМЦ;

изучены строительно-технические свойства бетонов на различных ТМЦ с добавками С-3 и ЛСТМ-2: прочность, деформативность, долговечность; изготовлены и испытаны фрагменты изделий и натурные конструкции с различным армированием на основе опытных и опытно-промышленных партий ТМЦ.

Так как технология изготовления ТМЦ основана на замене значительной части клинкерного цемента минеральной добавкой с последующим совместным помолом до удельной поверхности 450... 500 м²/кг, то наиболее тонкому измельчению подвергается клинкерная часть цемента. Это будет влиять на кинетику гидратации клинкерных минералов цемента и темп роста прочности бетона во времени. Известно, что длительный рост прочности бетона и способность его к самозалечиванию дефектов структуры определяется наличием в цементах клинкерных зерен размером 30... 40 мкм и более, содержание которых в ТМЦ меньше, чем в традиционных портландцементах. В связи с этим значительное внимание будет уделено оценке роста прочности бетона во времени и его долговечности с добавками жидких суперпластификаторов и пластификаторов, снижающих водопотребность бетонной смеси и улучшающих капиллярно-пористую структуру бетона.

При изготовлении ТМЦ с использованием минеральных добавок, обладающих гидравлической активностью, гидроксид кальция, выделяющийся в результате гидратации клинкерных минералов, будет вступать во взаимодействие с добавками, образуя дополнительные качества цементирующего вещества и способствуя увеличению плотности бетона. В то же время это может снизить щелочность жидкой фазы бетона (РН), выполняющей защитные функции от коррозии арматуры. В первую очередь это относится к ТМЦ, изготавливаемым с использованием зол ТЭС, шлаков, вулканических горных пород и т. п. В связи с этим следует разрабо-

тать научные основы долговечности бетона и железобетона на ТМЦ различных модификаций и жидких суперпластификаторов и пластификаторов, установить минимально необходимое содержание клинкерного цемента в составе таких бетонов, обеспечивающее защитные свойства от коррозии арматурных стержней в различных условиях эксплуатации.

На основе проведенных исследований была разработана техническая документация на изготовление опытных и опытно-промышленных партий ТМЦ различных модификаций, выпускаемых на цементных заводах и предприятиях

стройиндустрии, определены номенклатура бетонных и железобетонных изделий, особенности их расчета, проектирования и технологии изготовления.

Параллельно с лабораторными исследованиями осуществляется выпуск опытно-промышленных партий ТМЦ и бетонов на их основе в производственных условиях. Так, в 1989 г. Ангарским цементно-горным комбинатом выпущен ТМЦ с иркутской золой ТЭЦ (зольный ТМЦ). ПО Горнозаводскцемент освоил выпуск ТМЦ с использованием известняка (карбонатный ТМЦ).

Наряду с освоением ТМЦ на цементных заводах производство его осуществ-

ляется и на региональных установках для помола в Первоуральске, Нижнем Тагиле, Куйбышеве и др. В стадии пуска находится установка для помола Киевинжцемента, ведется строительство Одесской, Павлодарской и других, несколько установок находятся в стадии проектирования.

Перспективность изготовления бетонов на ТМЦ с жидкими суперпластификатором и пластификаторами подтверждается практикой. Их внедрение позволяет в 1,5 раза увеличить изготовление бетонов массового применения из наличного объема клинкерного портландцемента.

УДК 691.327:539.3/4

Е. Н. ЩЕРБАКОВ, д-р техн. наук, проф., Г. С. РОЯК, Н. Г. ХУБОВА,
И. В. ГРАНОВСКАЯ, кандидаты техн. наук (ВНИИ транспортного строительства)

Прочность бетона на тонкомолотом многокомпонентном цементе

Для подбора состава бетонов на различных видах вяжущего необходимо располагать статистически обоснованными зависимостями для расчетного определения прочности этих бетонов. При всем многообразии соответствующих аналитических зависимостей наиболее широко применяют хорошо апробированную для тяжелых бетонов [1...4 и др.] линейную по параметрам математическую модель, первоначально предложенную Боллом в виде

$$R_6 = A R_{ц} (\frac{Ц}{В} - d), \quad (1)$$

где $R_{ц}$ и R_6 — активность цемента и прочность изготовленного на нем бетона в данном возрасте; A и d — безразмерные эмпирические коэффициенты.

В ходе исследований, проведенных во ВНИИ транспортного строительства, была проверена применимость модели (1) для расчетной оценки прочности бетона на тонкомолотом многокомпонентном цементе (ТМЦ).

Исследования проводили на ТМЦ-50 с удельной поверхностью вяжущего 3600, 4500 и 5100 см²/г, изготовленных путем совместного помола портландцемента Старооскольского завода и кварцевого песка Сычевского карьера в соотношении по массе 1:1. В качестве заполнителей использовали тот же кварцевый песок с $M_k=2,7$ и гранитный щебень Игнатопольского карьера с содержанием фракций 5...10 и 10...20 мм в соотношении 1:1,5. При изготовлении в

бетонную смесь с водой затворения вводили добавки: суперпластификатор С-3 в количестве 0; 1,25 и 2,5% по массе исходного цемента или пластификатор ЛСТМ-2 в количестве 0; 0,4 и 0,8%. Подвижность всех бетонных смесей составляла 4...6 см. Бетоны изготавливали при расходах вяжущего 350 и 500 кг/м³ на ТМЦ-50 различной дисперсности и в качестве контрольного — на исходном портландцементе с удельной поверхностью около 3000 см²/г.

На изготовленных из этих смесей образцах-кубах определяли прочность бетона на сжатие в возрасте 1 и 28 сут после тепловлажностной обработки по режиму 4+6+7 ($T_{мз}=80^{\circ}\text{C}$) и в возрасте естественного твердения 3, 7, 14, 28 и 90 сут. В общей сложности было испытано более 800 опытных образцов.

Статистический анализ полученной таким образом матрицы полнофакторного эксперимента, выполненного при варьировании тонкости помола ТМЦ, его расхода и дозировки добавки (в качестве отклика поочередно рассматривали прочность бетона нормального твердения в возрасте 28 сут и пропаренного в возрасте 1 и 28 сут), позволил выявить два обстоятельства: пластификатор ЛСТМ-2 при избранной дозировке примерно в 2 раза менее эффективен для снижения водопотребности бетонной смеси, чем суперпластификатор С-3 (по сравнению с бетоном без добавок); увеличение вдвое дозировки ЛСТМ-2

снижает водопотребность смеси только в 1,5 раза, а удвоение дозировки С-3 обеспечивает почти пропорциональное снижение водопотребности.

Анализ корреляционной связи между снижением водопотребности бетонных смесей при введении пластифицирующих добавок и повышением прочности бетона показал, что во всех случаях относительное приращение прочности пропорционально достигнутому в результате введения добавок снижению водопотребности бетонной смеси. Уменьшение водопотребности сопровождалось увеличением прочности бетона в возрасте 28 сут в среднем на 1% на каждый л/м³. Таким образом, независимо от вида добавки, ее дозировки и тонкости помола вяжущего при постоянном расходе ТМЦ прочность бетона сохраняет тесную корреляцию с Ц/В.

Дальнейший анализ экспериментальных данных проведен на основе модели (1), которая относится к числу так называемых внутренне нелинейных, сочетающих мультипликативную ($AR_{ц}$) и аддитивную ($\frac{Ц}{В} - d$) компоненты. Для достижения наибольшей адекватности представления опытных результатов в первую очередь проводили статистическую оценку параметра d , зависящего не только от характеристик исходного цемента, но и от содержания в нем тонкомолотых минеральных наполнителей [2]. Оптимальные значения коэффициента d при средних значениях $R_{ц}$ для

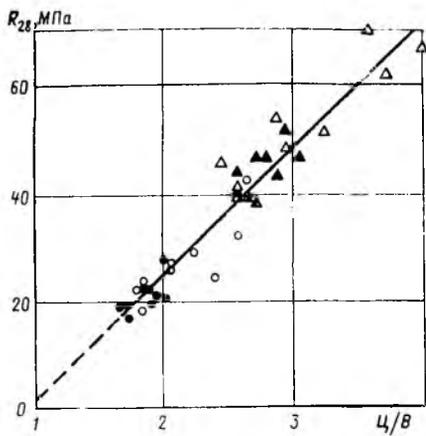


Рис. 1. Корреляционная зависимость между Ц/В и R_{28} для бетонов на ТМЦ-50
 ○ — С-3; ● — ЛСТМ-2 (расход цемента 350 кг/м³); △ — С-3; ▲ — ЛСТМ-2 (расход цемента 500 кг/м³)

разных сроков и условий твердения, обеспечивающие минимальные (по коэффициенту вариации δ) отклонения опытных результатов определения прочности от прямой регрессии (1), составили 0,7...1,0. Это хорошо согласуется с данными [2], согласно которым коэффициент d растет по мере увеличения содержания в цементе тонкомолотых добавок, особенно низкоактивных, причем ранним срокам твердения соответствуют более высокие его значения.

На рис. 1 в качестве примера построена прямая регрессии согласно (1) для бетона естественного твердения в возрасте 28 сут при $R_{28}^{ср} = 37,6$ МПа и полученном оптимальном значении $d=0,9$ (оценка коэффициента A составила $A=0,62$). Там же нанесены опытные результаты (в пределах всей выборки $N=36$). Как видно из графика, не обнаруживается заметного влияния ни тонкости помола ТМЦ, ни вида или дозировки добавок, хотя эти факторы варьировались в достаточно широких

пределах. Коэффициент вариации опытных данных составил 11,8%. Построенные для пропаренных бетонов (в возрасте 1 и 28 сут) зависимости имеют аналогичный характер, однако разброс опытных данных относительно прямой регрессии, как и следовало ожидать, возрастает (коэффициенты вариации составляют соответственно 30,2 и 16,9%). Таким образом, можно считать, что модель (1) применима для прогнозирования прочности бетонов на ТМЦ-50, во всяком случае, для смесей умеренной подвижности.

Возможность повышения точности прогноза по модели (1) путем замены среднего значения $R_{28}^{ср}$ индивидуальными R_{28} , соответствующими данной тонкости помола, проверяли анализом остаточных отклонений в рассматриваемой выборке опытных данных с помощью разработанной программы СТАРК-3 для ЭВМ ЕС-1045 [5]. Анализ показал, что учет индивидуальных значений R_{28} повышает точность прогноза: при почти полном отсутствии среднего смещения коэффициенты вариации в этом случае заметно снижаются. Так, для бетонов естественного твердения коэффициент вариации δ составил 8,9% (вместо 11,8% при $R_{28}^{ср}$). Наглядно подтверждают высокую устойчивость прогноза по модели (1) остаточные отклонения, не зависящие от изменения в широком диапазоне всех трех определяющих факторов Ц/В, $S_{ц}$ и D (рис. 2). Вполне вероятно, что дальнейшего повышения точности прогноза можно достигнуть при дифференцировании оптимальных значений коэффициента d в (1) по тонкости помола ТМЦ.

Дополнительную проверку разрешающей возможности модели (1) проводили путем построения более сложных математических моделей, непосредственно включающих факторы Ц, $S_{ц}$ и D .

При этом рассматривали выборку опытных данных ($N=18$), относящихся к бетонам на ТМЦ с добавкой С-3. Первая математическая модель — полином второго порядка с парными взаимодействиями — путем статистического анализа приведена к виду

$$R_{28} = -24,4 - 20D + 0,13Ц + 0,003S_{ц}D + 0,033ЦD, \quad (2)$$

где D — количество добавки; $Ц$ — расход цемента; $S_{ц}$ — тонкость помола; R_{28} — прочность бетона.

Вторая модель, представляющая достаточно сложную комбинацию полиномиальной и мультипликативной моделей, получена в виде

$$R_{28} = 0,135(Ц - 325) + 0,0042S_{ц} + 0,017(Ц - 90)D^{1,24}, \quad (3)$$

Проведенный по программе СТАРК-3 сравнительный анализ остаточных отклонений для моделей (1...3) показал, что при заметно большем количестве определяющих факторов и числе постоянных коэффициентов в моделях (2) и (3) они не повышают точности прогноза R_{28} . При практически полном отсутствии смещений оценок по всем трем моделям коэффициенты вариации составляют соответственно 10,1; 8,1 и 9,1%, что свидетельствует о нецелесообразности использования усложненных зависимостей. Высокая точность прогноза по модели (1) получена и для выборки экспериментальных данных, относящихся к бетонам с добавкой ЛСТМ-2 (коэффициент вариации $\delta = 7,5\%$).

Таким образом, для прогноза прочности бетона на ТМЦ модель (1) вполне приемлема и проста для технологов. Вместе с тем математические модели (2) и (3), непосредственно включающие важнейшие для бетонов на ТМЦ факторы качества вяжущего (тонкость помола и содержание добавки), имеют определенные преимущества по сравнению с моделью (1). В частности, можно решать оптимизационные задачи, связанные, например, с определением рационального соотношения между тонкостью помола ТМЦ и дозировкой различных добавок, которое обеспечит экономии цемента без снижения прочностных характеристик бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Скрамтаев Б. Г., Шубенкин П. Ф., Баженов Ю. М. Способы определения состава бетона различных видов. — М.: Стройиздат, 1966. — 128 с.
2. Левин Л. И. Технологические закономерности бетонной смеси и бетона в области высоких значений Ц/В и их использование в производстве высокопрочных бетонов // VI Всесоюз. конф. по бетону и железобетону: Материалы секций конф., подготовленные ВНИИЖелзобетоном. Вып. II. — М.: Стройиздат, 1966. — С. 120—126.
3. Сизов В. П. Проектирование составов тяжелого бетона. — М.: Стройиздат, 1979. — 143 с.
4. Шейкин А. Е., Чеховский Ю. В., Бруссер М. И. Структура и свойства цементных бетонов. — М.: Стройиздат, 1979. — 343 с.
5. Анализ остаточных отклонений моделей многофакторного регрессионного анализа / Я. В. Сямкин, Е. Н. Щербаков, Н. Г. Хубова и др. // Инф. бюлл. ГосФАП, ВНИЦентр. 1988. — № 7. — С. 2.

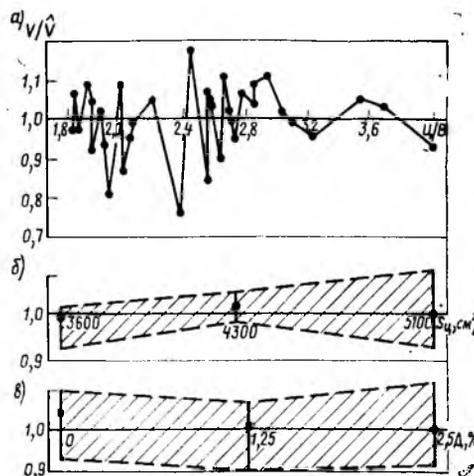


Рис. 2. Остаточные отклонения от прямой регрессии по (1) в зависимости от Ц/В (а), удельной поверхности ТМЦ (б) и дозировки фактора (в)

С. А. ВЫСОЦКИЙ, М. И. БРУССЕР, кандидаты техн. наук,
В. П. СМЕРНОВ, А. М. ЦАРИК, инженеры (НИИЖБ)

Оптимизация состава бетона с дисперсными минеральными добавками

Дисперсные минеральные добавки различного вида и в первую очередь отходы производства являются резервом дальнейшего увеличения выпуска бетона, а в отдельных случаях могут улучшить его свойства. Эффективность их применения зависит от подбора состава бетонной смеси и бетона с заданными характеристиками. Существуют различные подходы к решению этой задачи при использовании конкретных видов минеральных добавок. В некоторых из них уже на начальном этапе при расчете исходного состава бетона задается экономия цемента, что приводит к недостаточному точному и не всегда обоснованному назначению состава бетона, но не исключает необходимости его экспериментального уточнения. Зачастую возможную экономию цемента не увязывают с требуемым классом бетона и другими условиями технологии. Единный общепринятый подход к подбору состава бетона при использовании различных добавок отсутствует.

Нами выработан подход, включающий два традиционных этапа — расчет исходных составов бетона с различным содержанием минеральных добавок и разным В/Ц и уточнение их по результатам экспериментальной проверки.

Этап 1. Определение начального состава бетона возможно различными способами: а) добавка заменяет часть цемента; б) добавка заменяет часть мелкого заполнителя; в) добавка частично заменяет цемент, частично — мелкий заполнитель.

Эксперименты показывают, что если после расчета начального состава приняты достаточно широкие интервалы варьирования содержания добавок и значения Ц/В, то при любом из перечисленных способов после опытного уточнения получаются близкие результаты. Различия между способами сводятся в основном лишь к различному интервалу и границам варьирования добавок и Ц/В. С точки зрения близости расчетного начального состава к составам, обеспечивающим требуемые свойства смесей и бетонов, и удобства их корректировки некоторое предпочтение можно отдать способу в. Эффективность

Таблица 1

Вид добавки	Содержание добавки, кг/м ³ , для бетона классов				
	В12,5	В15	В20	В22,5	В27,5
Доменные и электротермофосфорные шлаки	250—300	200—250	150—200	100—150	50—100
Топливные золы	200—250	150—200	100—150	50—100	25—50
Вулканические горные породы (шлаки и туфобазальты)	200—250	150—200	100—150	50—100	—
Осадочные горные породы (диатомит, трепел)	100—150	25—50	—	—	—

Примечание. Данные приведены для умеренно подвижных и умеренно жестких бетонных смесей, приготовленных на портландцементе марок 400...500 и песках средней крупности.

намеченной к использованию минеральной добавки в общем случае заранее неизвестна (например, свойства золы даже одного и того же поставщика могут сильно отличаться в зависимости от места ее отбора, условий сжигания топлива, его вида), поэтому от введения добавки можно ожидать как увеличения, так и уменьшения прочности бетона и водопотребности бетонной смеси.

Если заменить добавкой равновеликую массовую или объемную долю цемента (способ а), то в большинстве случаев это приведет к снижению прочности бетона при сравнительно небольшом изменении водопотребности; если заменять равновеликую часть песка, возрастет водопотребность смеси, в особенности для высокодисперсных добавок и добавок, содержащих пористые зерна. Наименьшие отклонения от требуемых показателей бетонной смеси и бетона наблюдаются при использовании способа в.

С учетом изложенного начальный состав бетона с минеральными добавками рекомендуется рассчитывать в следующем порядке:

1. Расход крупного заполнителя в бетоне с добавкой принимают неизменным по сравнению с исходным составом бетона без добавки, предполагая постоянной раздвижку его зерен

$$K_{p_1} = K_{p_0},$$

где K_{p_1} и K_{p_0} — соответственно расходы по массе крупного заполнителя в начальном составе бетона с добавкой и в исходном составе бетона без добавки, принятом за отправную точку.

2. Расход минеральной добавки D_1 назначают, используя имеющиеся усредненные или конкретные для этого вида добавок данные. Ориентировочные цифры для распространенных минеральных добавок (топливных зол естественной дисперсности и других, имеющих дисперсность, характерную измельчению материалов в производственных шаровых мельницах) приведены в табл. 1.

Наряду с определяющим влиянием Ц/В расход добавки зависит от вида используемого цемента, дисперсности добавок, качества заполнителей и других факторов. Для смесей с повышенной удобоукладываемостью, мелких песков, песков со значительным содержанием тонкодисперсных фракций (менее 0,14 мм) расход добавок, как правило, понижен, а эффективность их меньше. Последнее наблюдается и при замене портландцемента цементами с минеральными добавками, введенными в них при помеле.

3. Расход воды в начальном составе бетонной смеси с добавкой принимают в зависимости от расхода цемента и минеральной добавки с учетом имеющихся экспериментальных данных

$$V_1 = E_0 + \Delta V,$$

где V_1 — расход воды в начальном составе бетона с добавкой; ΔV — увеличение водопотребности смеси при введении добавок, которое можно определять по ориентировочным данным табл. 2; V_0 — расход воды в исходном составе бетона без добавки.

При отсутствии таких данных расход воды для расчета начального состава

можно условно принять таким же, как в исходном составе без добавки

$$V_1 = V_{н.}$$

4. Поскольку точное оптимальное содержание минеральной добавки заранее неизвестно, принимают еще как минимум два значения расхода добавки, отличающиеся на 30...50% начального ($D_1 \pm \Delta D$), причем меньшая граница этого диапазона свойственна высоким рекомендуемым расходам добавки (200...300 кг/м³), а верхняя — низким расходам (50...100 кг/м³).

Важным для этапов 3, 4 и последующей корректировки исходных составов является соблюдение действующих ограничений по соотношению «минеральная добавка: портландцемент», а также по минимальному расходу портландцемента. Указанные ограничения приведены, в частности, в руководстве [1], в ГОСТ 10178-85, ГОСТ 22266-76, ТУ 110-023-88 Минвостокстроя СССР, и в настоящее время уточняются. Для обычного (ненапряженного) железобетона, эксплуатируемого в неагрессивной среде, за исключением изделий с арматурой из термически упроченной стали, а также проволочной арматурой диаметром не более 5 мм, подобные ориентировочные ограничения в настоящее время можно принять по табл. 3.

Особенно важно это в тех случаях, когда применяемый цемент уже содержит минеральную добавку. Для таких случаев максимально допустимое содержание добавки, вводимой в бетонную смесь в качестве самостоятельного компонента, не должно превышать D_{max} , определяемую из условия аддитивности ограничения по формуле

$$D_{max} = D_1 + \Delta D_1 = \left(K_1 - \frac{D_1}{n_1} \right) n_2,$$

где K_1 — содержание портландцемента в бетоне; D_1 — содержание добавки в бетоне, введенной в составе цемента; n_1 — максимально допустимое соотношение «минеральная добавка: портландцемент» в цементе по табл. 3; n_2 — максимально допустимое соотношение «минеральная добавка, введенная в бетон в качестве самостоятельного компонента: портландцемент» по табл. 3.

5. Пользуясь методом абсолютных объемов, подсчитывают расходы цемента и песка:

$$\rho_1 = \frac{1000 - \frac{K_{D_1}}{\rho_{D_1}} - V_0 - \Delta V - \frac{D_1}{\rho_D}}{\frac{P_n}{\rho_n} + \frac{1}{\rho_c}};$$

$$P_1 = P_0 \frac{P_n}{P_1},$$

где $\rho_{кр}$, ρ_d , ρ_n , ρ_p — плотность соот-

Таблица 2

Вид добавки	Расход добавки, кг/м ³	Увеличение водопотребности смеси, л/м ³ , при расходе цемента, кг/м ³		
		до 200	200—300	300—400
Доменные и электротермофосфорные шлаки	До 100	0	0—5	5—10
	100—200	0—5	5—10	10—20
Топливные золы	До 100	0	0—5	5—15
	100—200	0—10	5—20	10—30
Вулканические горные породы (шлаки и туфобазальты)	До 100	0	0—5	0—10
	100—200	0—10	5—15	10—25
Осадочные горные породы (диатомит, трепел)	До 50	15—25	25—45	—
	50—100	25—45	—	—

Таблица 3

Вид добавки	Минеральная добавка: портландцемент	
	добавка в составе цемента n_1	добавка — компонент бетонной смеси n_2
Доменные и электротермофосфорные шлаки	4,00	4,00
Топливные золы	0,67	0,80
Вулканические горные породы (вулканические шлаки и туфобазальты)	0,67	1,00
Осадочные горные породы (диатомит, трепел)	0,43	0,43

Примечание. Ограничения приведены для железобетона, в бетоне соотношение не ограничивается.

ответственно крупного заполнителя, добавки, цемента и песка.

Аналогичные расчеты осуществляют и для других принятых расходов добавки ($D_1 \pm \Delta D_1$).

6. Поскольку априори неизвестно влияние минеральных добавок на прочность и другие показатели бетона и возможно положение, при котором $C_1/V_1 < C_0/V_0$, необходимо наряду со значением C_1/V_1 , подсчитанным для начального состава бетона с добавкой, принять еще два состава, отличающиеся от начального значением C/V на ± 15 ...20%.

По этой методике получаем девять начальных составов бетона, отличающихся значениями C/V и расхода добавки.

Этап 2. Уточнение начальных составов осуществляется по ГОСТ 27006—86 и включает приготовление замесов, корректировку расходов составляющих по удобоукладываемости, определение прочности смеси, корректировку расхо-

дов составляющих по плотности смеси, в том числе расхода добавки

$$D_1 = \frac{\rho_{см}}{\Sigma_d} g_d$$

где g_d — масса добавки в замесе; Σ_d — суммарная масса всех материалов в замесе; $\rho_{см}$ — плотность бетонной смеси.

Дальнейшая процедура традиционна и включает изготовление образцов, выдерживание их по принятому на производстве режиму, определение прочности и других показателей качества бетонов. По результатам испытаний строят зависимости $R_b = f(C/V)$ и $R_b = f(C)$ для бетонов с различным содержанием добавки, по которым определяют расходы составляющих бетона, обеспечивающие при минимальном расходе цемента заданные показатели качества бетонных смесей и бетонов.

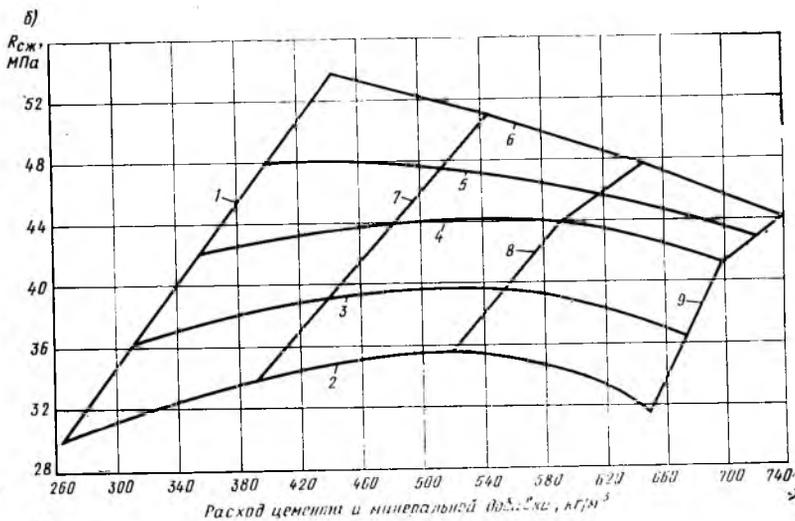
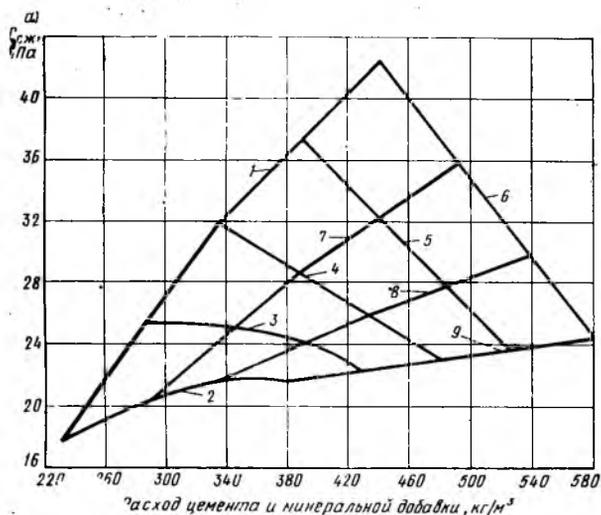
С использованием рассмотренного подхода установлено, что несмотря на все многообразие добавок, бетонным смесям и бетонам на их основе свойственны общие закономерности изменения свойств в зависимости от содержания добавок и других факторов. Наиболее существенной из них и требующей специального рассмотрения является взаимосвязь оптимального содержания минеральных добавок с классом бетона, игнорируемая в [2], и др. В качестве примера рассмотрим данные, полученные на тяжелых бетонах с использованием трех характерных видов минеральных добавок средней эффективности по классификации [3]:

минеральная добавка низкой пуццоланической активности (поглощение CaO по методике [4] приблизительно 15...20 мг/г) и низкой водопотребности (водопотребность бетонной смеси стандартного состава, определенная по методике [3], составляет 90...100% показателя на исходном цементе) — Ладжинская зола от сжигания каменного угля Донецкого бассейна, имеющая $S_{уд} \approx 2000$ см²/г и п.п.п. $\approx 0,5\%$;

добавка, близкая по указанным свойствам к первой, но природного происхождения — вулканический шлак Козельского месторождения Камчатки;

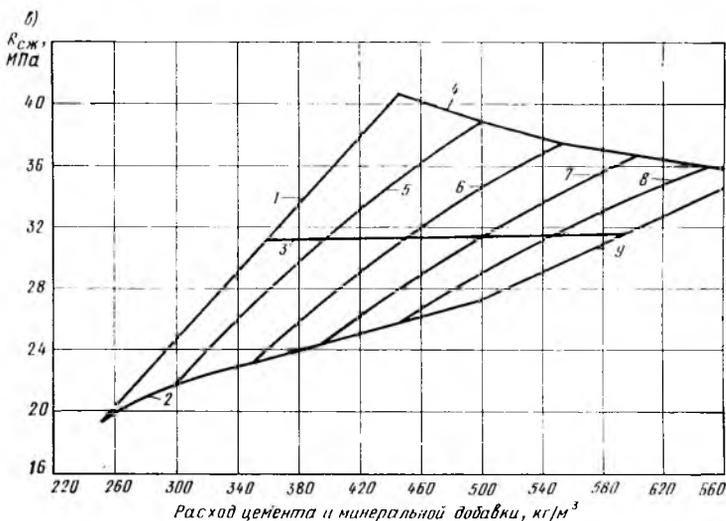
добавка высокой пуццоланической активности и высокой водопотребности (соответственно 120 мг/г и 130%) — Новоуренгойский диатомит с $S_{уд} \approx 10000$ см²/г.

Для рассматриваемых добавок характерна тенденция к снижению их оптимального содержания и уменьшению достигаемого эффекта с увеличением C/V , в особенности для диатомита, обладающего высокой водопотребностью (см. рисунок).



Влияние расхода цемента и минеральной добавки на прочностные характеристики бетона

a — диатомит Новоуренгойского месторождения; 28 сут нормального твердения после пропаривания; $1 - R_{сж} = f(\Pi)$; $2...6 - R_{сж} = f(\Pi + МД)$ при содержании цемента соответственно 230, 287, 335, 390 и 440 кг/м³; $7...9 - R_{сж} = f(\Pi + МД)$ при содержании диатомита соответственно 50, 100 и 150 кг/м³; *б* — Ладыйжская зола-унос; 28 сут нормального твердения; $1 - R_{сж} = f(\Pi)$; $2...6 - R_{сж} = f(\Pi + МД)$ при содержании цемента соответственно 262, 310, 358, 400 и 440 кг/м³; $7...9 - R_{сж} = f(\Pi + МД)$ при содержании золы соответственно 100, 200, 300 кг/м³; *в* — вулканический шлак Козельского месторождения Камчатки; 28 сут нормального твердения после пропаривания; $1 - R_{сж} = f(\Pi)$; $2...4 - R_{сж} = f(\Pi + МД)$ при содержании цемента соответственно 250, 350 и 450 кг/м³; $5...9 - R_{сж} = f(\Pi + МД)$ при содержании шлака соответственно 50, 100, 150, 200 и 250 кг/м³



В низкомарочных бетонах ($\leq B15$ для диатомита, $\leq B22,5$ для золы и вулканического шлака) добавки дают значительный эффект. Экономия цемента может достигать 25% и более; оптимальное содержание добавок в таких бетонах сравнительно велико (см. табл. 1). Благоприятное их действие обусловлено тем, что в подобных составах, отличающихся значительным В/Ц и повышенным соотношением «песок: цемент», их введение способствует уплотнению цементно-песчаного раствора, устраняет негативные последствия водоотделения, повышает однородность структуры бетона. В бетонах повышенных классов введение добавок сопровождается раздвижкой частиц цемента, возрастанием вязкости смеси, особенно для диатоми-

та, что требует как снижения В/Ц, так и одновременного увеличения расхода воды для сохранения удобоукладываемости смеси и прочности бетона. Кроме того, в таких составах заметно снижается плотность бетонной смеси. Вследствие этого уменьшается эффективность добавок (см. рисунок).

Выводы

В результате проведенных в НИИЖБе исследований выявлена эффективность минеральных добавок широкой гаммы, отличающихся происхождением, составом, свойствами, механизмом проявления активности и другими признаками, определены особенности изготовления и применения бетонов с такими добавками. Предложена методика рекомендуется для широкого применения при

организации производства минеральных добавок и бетонов с целью достижения экономии цемента и увеличения выпуска строительных изделий и конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по обеспечению сохранности стальной арматуры в конструкциях из бетонов на пористых заполнителях в агрессивных средах. — М.: НИИЖБ, 1979. — 29 с.
2. В е л и ч к о Е. Г. Технологические особенности управления структурообразованием и синтезом свойств бетонов с минеральными добавками: Автореф. дис. ... д-р техн. наук. — М., 1988. — 41 с.
3. Оценка эффективности и классификация дисперсных минеральных добавок к цементам и бетонам / С. А. Высоцкий, М. И. Бруссер, В. П. Смирнов, А. М. Царик // Строительные материалы. — 1989. — № 10. — С. 7.
4. Определение и влияние гидравлической активности на коррозию арматуры / В. Ф. Степанова, И. И. Курбатова, В. Г. Абрамкина, Л. П. Харитонова // Бетон и железобетон. — 1989. — № 8. — С. 21.

Исследование железобетонного покрытия из треугольных сборных элементов

Для образования пологих оболочек произвольной формы наиболее универсальным является членение их на треугольные монтажные элементы. Такое членение можно применить в покрытиях центрических в плане (рис. 1, *е, з, и, к*), трапециевидных и вытянутых (рис. 1, *в, ж*), ромбических и произвольных (рис. 1, *г, д*). В каждом рассмотренном случае составляющим его элементом служит простой или сборный треугольник. Простым является одна плита правильного треугольного очертания со стороной в плане 3 м. Сборный треугольник

можно собрать из n -го числа плит, причем $n = m^2$, где m — натуральный ряд чисел (до 6). В соответствии с этим и пролеты в плане каждого монтажного элемента определяются как $3m$. Наиболее эффективен в данном случае метод укрупненной сборки, поэтому сборный треугольный элемент можно назвать монтажным укрупненным элементом. Число плит в каждом элементе определяется формой составного покрытия и должно быть увязано с грузоподъемностью монтажного оборудования.

В качестве простого треугольного

сборного элемента разработана ребристая тонкостенная сферическая плита со сторонами 3100 мм и кривизной 18 м. При объединении в монтажный укрупненный элемент ребра плит на его контуре имеют высоту 240, остальные — 120 мм. Толщина полок плит, опирающихся на постоянные опоры, составляет 30 мм. Это диктуется необходимостью размещения в них арматурных сеток из проволоки диаметром 5 мм в двух направлениях. Остальные плиты имеют полку толщиной 20 мм и армируются проволокой диаметром 3 мм. Ребра высотой 240 мм армированы двумя стержнями диаметром 14 мм, а высотой 120 мм — двумя стержнями диаметром 6 мм. Приведенная толщина монтажного укрупненного элемента составляет 55 мм.

Поскольку монтажный укрупненный элемент может работать и как отдельно стоящая оболочка (например, навес, козырек и др.) и, кроме того, как показали расчеты на ЭВМ, по сравнению с использованием его в составном покрытии отдельно стоящее положение наименее выгодно по условиям работы, было проведено исследование трапециевидной в плане оболочки, состоящей из 15 простых треугольных элементов — плит (рис. 2). Такое покрытие можно рассматривать как покрытие типа, представленного на рис. 1, *в*, а также в качестве составного сектора для оболочки на рис. 1, *е*. Отсутствие одной угловой плиты объясняется возможностью устройств фонарного отверстия. Исследовали напряженно-деформированное состояние покрытия при его работе на нормативные и расчетные нагрузки, а также его работу при раскружаливании и предельную, несущую способность.

Покрытие имело следующие основные размеры в плане: большее основание трапеции (внешний контур) — 12, высота — 8,4 м. Опоры внешнего контура шарнирно-подвижные, две остальные — на коротком основании трапеции — шарнирно-неподвижные. По внешнему контуру и по двум сторонам между опорами устроены затяжки из арматурного стержня диаметром 30 мм, приварива-

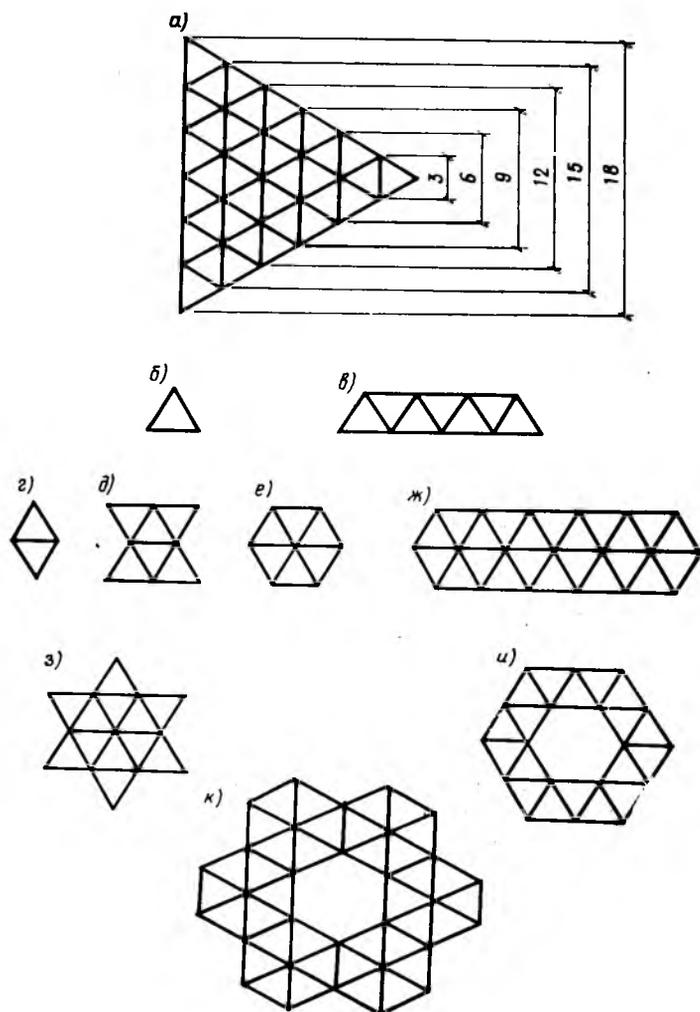


Рис. 1. Схемы компоновки покрытия из элементов треугольной формы

емые к закладным пластинам опорных зон покрытия.

Оболочку собирали из натуральных плит на монтажном стенде, представляющем собой систему металлических стоек, расположенных под каждым узлом соединения плит. Для того чтобы перевести оболочку из монтажного состояния в эксплуатационное, внизу каждой из стоек устроена песочница.

Плиты соединяли друг с другом в углах сваркой закладных частей и омоноличиванием швов. По боковым сторонам плит устроены шпоночные пазы прямоугольной формы, которые, заполняясь монолитным бетоном, образуют шпонки, воспринимающие усилия сдвига.

Физико-технические свойства материала плит определяли испытаниями бетонных кубов и призм. В основном параметры бетона на сжатие и растяжение соответствовали бетону класса В25. Модуль упругости его равен $29,5 \times 10^3$ кН/м². Нагрузка от собственного веса собранного покрытия составила 1,34 кН/м². Нормативная и расчетная нагрузки были соответственно равны 3,56 и 4,34 кН/м². Нагрузку сверх собственного веса создавали гидродомкратами, через систему распределительного устройства в виде многоточечных усилий равномерно распределенных по всей поверхности оболочки. Число точек приложения нагрузки составило 212 шт.

Деформированное состояние покрытия определяли механическими и тензометрическими приборами. Вертикальные и горизонтальные перемещения покрытия фиксировали прогибомерами (32 шт.) и индикаторами часового типа

(37 шт.) с ценой деления 0,01 мм. Напряженное состояние определяли по деформациям покрытия, измеряемым с помощью 350 тензорезисторов с базой 20 мм. Усилия определяли в ребрах и полках покрытия.

В течение всего эксперимента проводили визуальный осмотр покрытия. Ширину раскрытия трещин фиксировали микроскопом с ценой деления 0,05 мм, а в недоступных местах — с помощью специально тарированных скоб из упругого материала, дополнительный выгиб которых являлся функцией изменения длины мерной базы.

Первым этапом исследований было раскружаливание покрытия, которое заключалось в одновременном опускании всех монтажных опор при удалении песка из песочниц. Кроме нагрузки от собственного веса, добавляли вес распределительного устройства. Общая нагрузка при раскружаливании составила 1,61 кН/м², т. е. 45% нормативной.

Максимальный прогиб покрытия, равный 7,61 мм, отмечен в середине внешнего контура, максимальный прогиб по боковой стороне составил 6,14 мм. Практически все покрытие прогибалось вниз, за исключением небольшой зоны внешней контурной арки вблизи опоры, которая выгибалась вверх на 0,09 мм.

Большинство ребер покрытия испытывает усилия вискентренного сжатия. Некоторое растяжение отмечено лишь в середине бокового контура (7,1 кН) и в ребре короткой трапеции (32,1 кН). Максимальное сжимающее усилие возникло в опорной зоне внешнего контура (до 81 кН). Усилия растяжения в боко-

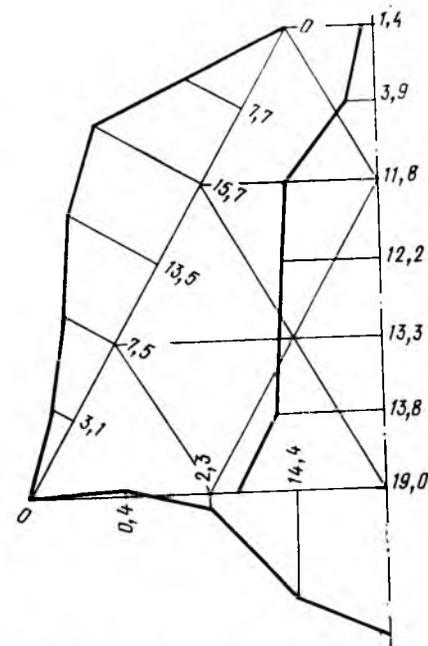


Рис. 3. Прогибы покрытия

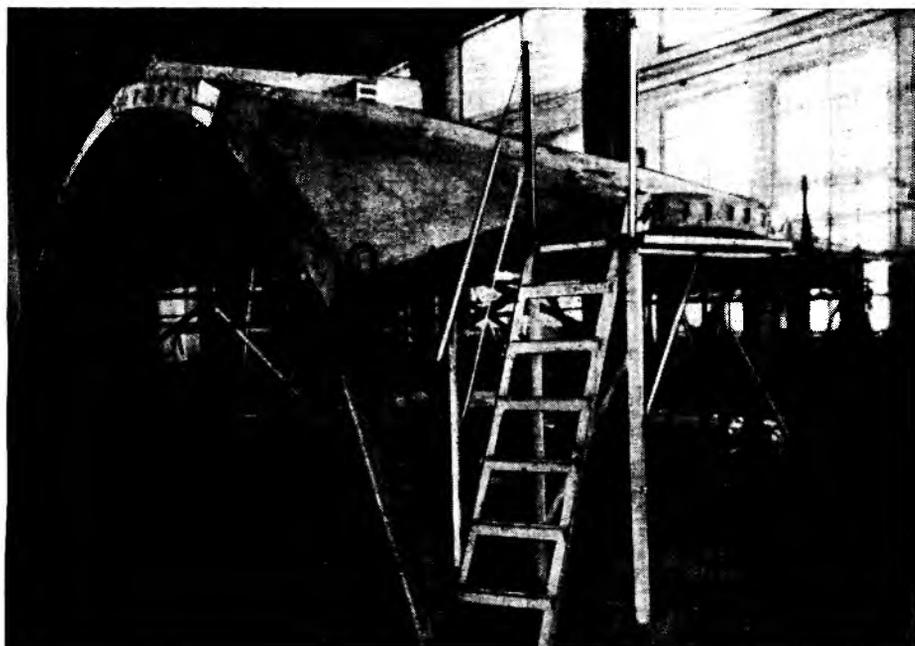
вой и контурной затяжках при раскружаливании соответственно равны 34,14 и 23,38 кН.

При визуальном осмотре покрытия после раскружаливания обнаружено лишь несколько трещин шириной раскрытия до 0,05 мм, сосредоточенных в зонах растяжения на контуре. Это свидетельствует о его высокой трещиностойкости на этом этапе нагружения.

Следующим этапом исследований было изучение напряженно-деформированного состояния оболочки при нормативных и расчетных нагрузках. Усилия и перемещения определяли с учетом загрузки покрытия в результате раскружаливания. Характер прогибов при нормативной нагрузке качественно соответствовал прогибам при раскружаливании. Максимальные прогибы зафиксированы также в середине пролета внешнего контура и составили 19,03 мм. Отношение максимального прогиба к длине пролета (12,0 м) составляет 1/630, что значительно меньше нормативной величины, установленной СНиПом (1/400). Это особенно важно в связи с тем, что по внешнему контуру не устраиваются никаких дополнительных арок, уступающих его. Вертикальные перемещения приопорной зоны покрытия по-прежнему были направлены вверх и равнялись 0,4 мм. Эпюра прогибов покрытия представлена на рис. 3. Усилия в затяжках боковых и внешнего контуров составили соответственно 96,5 и 68,3 кН.

Характер нормальных усилий в покрытии от расчетной нагрузки (рис. 4) соответствовал характеру усилий при раскружаливании. Некоторое отличие заключалось лишь в появлении растягива-

Рис. 2. Общий вид покрытия



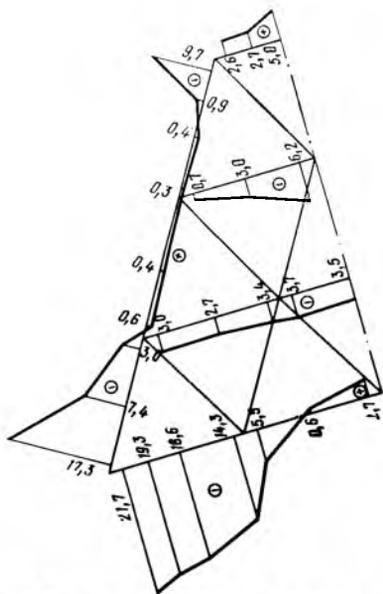


Рис. 4. Нормальные силы в ребрах плит



Рис. 5. Общий вид разрушения покрытия

опорных стыка узкой стороны покрытия в плане имели трещины, раскрывшиеся при нормативной нагрузке на 0,35 мм. Остальные швы, несмотря на редкие связи между плитами, трещин не имели.

Для выявления несущей способности покрытие доводили до разрушения. Наблюдение в течение всего эксперимента за зависимостью «нагрузка — прогиб» в нескольких точках показало, что до достижения расчетной нагрузки покрытие работало линейно. При дальнейшем увеличении нагрузки стала проявляться нелинейность зависимости «нагрузка — прогиб».

Начиная с нагрузок, превышающих расчетную в 1,5 раза, во внешнем контуре в зоне максимальных прогибов стала развиваться обширная зона трещин. При нагрузке в 1,87 q_p ширина раскрытия наиболее крупных из них достигла 2 мм. Началось выкрашивание монолитного бетона шва. При этом же значении

ющих усилий в средней зоне внешнего контура, хотя уровень их невысок (до 27 кН).

Максимальные сжимающие усилия (217 кН) действуют в приопорном сечении внешнего контура. Помимо сжимающих усилий в этом сечении зафиксированы также максимальные изгибающие моменты (9,9 кН/м) и максимальные растягивающие усилия в полке плиты (61 кН/пог. м). Очевидно, наиболее опасным в оболочке следует считать именно это сечение.

Характер трещинообразования покрытия при нормативной нагрузке свидетельствует о его напряженно-деформированном состоянии. В основном трещины сосредоточены в зонах растягивающих усилий. Кроме того, в опасном сечении (на внешнем контуре) образовались трещины, перпендикулярные к ребру.

Изучение работы стыков между плитами показало, что из 29 только два при-

нагрузки раскрытие трещин в приопорном шве узкой стороны покрытия достигло 2,15 мм.

Разрушение покрытия произошло при нагрузке, превышающей расчетную в 2,12 раза в наиболее опасном приопорном сечении внешнего контура. Оно имело хрупкий характер и сопровождалось изломом контурного наружного ребра вблизи одной из опор. Линия излома пересекла полку плиты под углом 60° (рис. 5). Разрушение сопровождалось изгибом арматуры ребер и перерезыванием сварных соединений арматуры с хомутами.

Анализ напряженного состояния покрытия при разрушающей нагрузке показал, что усилие сжатия в разрушившемся сечении при линейной экстраполяции в 1,6 раза превысило предельное значение, полученное при испытании призматических образцов материала конструкции.

Проведенные экспериментальные ис-

следования показали, что отдельно стоящее покрытие из простых сборных треугольных элементов — плит — обладает достаточной прочностью, жесткостью, трещиностойкостью. Некоторую озабоченность может вызвать приопорный монолитный шов в узкой части покрытия, однако применение подобных треугольных сборных элементов в различных вариантах покрытий, как показано на рис. 1, очевидно ужесточит этот шов и уменьшит его деформативность.

Новые изобретения

№ 10*

А. с. 1465332 СССР, МКИ⁴ В 28 В 7/04. Форма для изготовления изделий из бетонных смесей / П. Н. Саблинский, Ф. П. Сорокоумов, Ю. Л. Горюцкий (СССР); Новосибирский филиал ЭКБ Минстроя СССР.

А. с. 1465333 СССР, МКИ⁴ В 28 В 7/16. Форма для изготовления железобетонных изделий / Н. М. Рамазанов, А. Л. Давид, А. П. Шехтман (СССР) МолдНИИСтромпроект.

А. с. 1465334 СССР, МКИ⁴ В 28 В 7/22. Пост формирования технологической линии для изготовления объемных блоков / Я. Г. Кадлубицкий, Р. В. Крюков, И. М. Мордухович и др. (СССР); ЦМИПКС, ЦНИИЭПжилища, ВНИИ транспортного строительства.

А. с. 1465335 СССР, МКИ⁴ В 28 В 7/30. Пустотообразователь / А. В. Яшин, Б. В. Панков, Н. Ф. Канищев (СССР); Тамбовский ин-т химического машиностроения.

А. с. 1465336 СССР, МКИ⁴ В 28 В 7/30. Пустотообразователь / А. Н. Жабо, Я.-А. А. Баранускас (СССР); ПТТ Оргтехстрой.

А. с. 1465337 СССР, МКИ⁴ В 28 В 13/02. Способ изготовления железобетонных панелей / В. П. Никин, А. Т. Переходский, Л. К. Клямковский (СССР); ИСиА БССР.

А. с. 1465432 СССР, МКИ⁴ С 04 В 26/02. Полимербетонная смесь / В. С. Телеп, П. П. Гуцал, Р. А. Марусяк и др. (СССР); Калужский филиал ВНИПИгазлургии, Калужское ПО Хлорвинил.

А. с. 1465519 СССР, МКИ⁴ Е 04 G 23/02. Способ усиления изгибаемых железобетонных конструкций / А. В. Малышев (СССР); ПТИ Минсевзапстроя СССР.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

Экономическая эффективность панелей ленточной разрезки различной конструкции

Совершенствование ограждающих конструкций — панелей ленточной разрезки с целью повышения термического сопротивления и уменьшения эксплуатационных расходов осуществляют благодаря снижению средней плотности легкого бетона, поризации растворной составляющей, введению полистирольного бисера, использованию эффективных утеплителей или применению изомарочных легких бетонов в среднем утепляющем слое, монолитно связанном с наружными слоями из легкого или тяжелого бетонов. Для анализа экономической эффективности использовали наиболее распространенные панели ленточной разрезки длиной 6 м, высотой 1,2 м для промзданий при нормальном температурно-влажностном режиме эксплуатации ($t_b = 18^\circ\text{C}$, $\phi_b = 60\%$) для Московской области. При этом рассмотрены панели-перемычки под нормативную ветровую нагрузку 3 кН/м^2 и рядовые панели, армирование которых в однослойных и трехслойных монолитных решениях выполняется конструктивно.

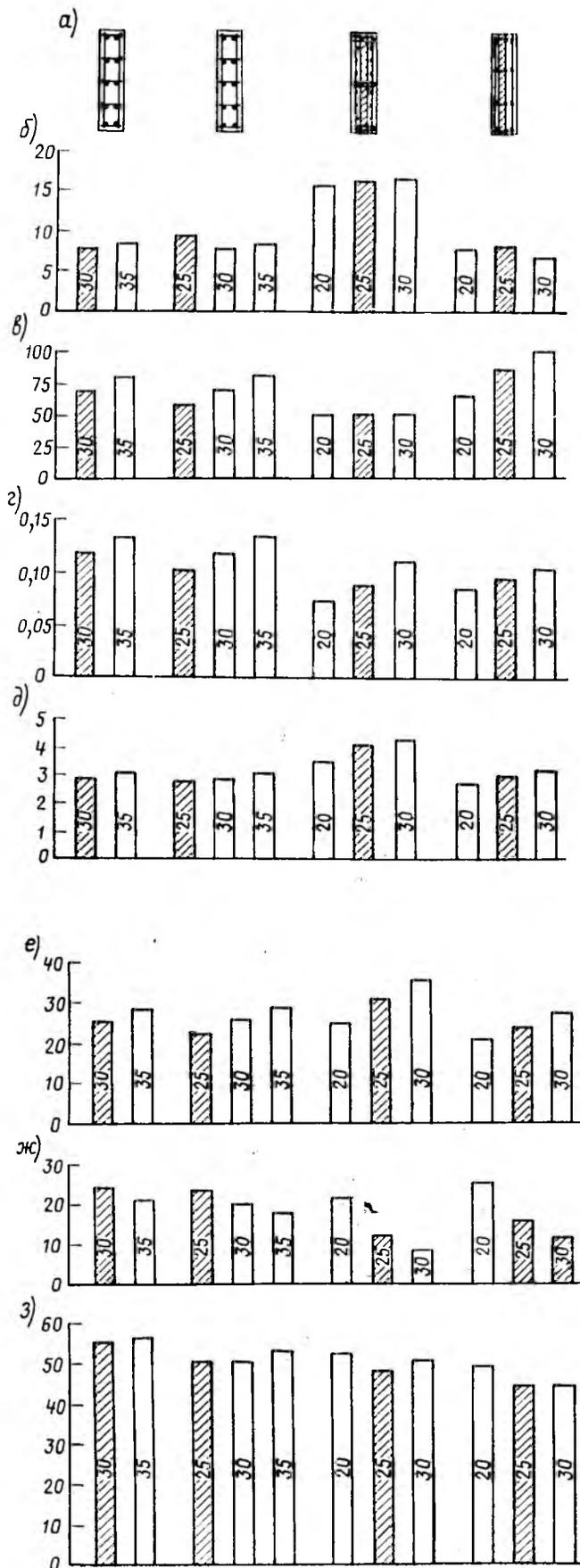
Для сравнения выбраны проекты конструкций, предназначенные под одинаковые или близкие нагрузки. В пределах каждого вида конструкций для выбора оптимального варианта по приведенным затратам с учетом эксплуатационных расходов исследовали конструкции различной толщины (с учетом принятой унификации), обеспечивающие требуемое СНиП II-3-79** термическое сопротивление теплопередаче. Из-за отсутствия необходимой технической документации не рассматривали панели из легкого бетона с вкладышами из эффективного утеплителя. Для анализа выбраны однослойные керамзитобетонные панели-перемычки толщиной 25, 30 и 35 см и рядовые панели толщиной 25 см. Толщина рядовых панелей принята такой же, как и панелей-перемычек, обеспечивающая минимальные приведенные затраты с учетом эксплуатационных расходов при $\gamma = 900 \text{ кг/м}^3$ и панели-перемычки толщиной 30 и 35 см при $\gamma = 1100 \text{ кг/м}^3$ по типовой серии 1.030.1—1, разработанной КиевЗНИИЭПом, ЦНИИЭПом, ЦНИИпром-

зданий и НИИЖБом (см. рисунок). Рабочая арматура панелей — из стали класса А-III. Панели армированы пятью плоскими сварными каркасами, объединенными в пространственный каркас отдельными стержнями. Трехслойные железобетонные панели — с эффективным утеплителем на гибких связях по типовой серии 1.432—12, разработанной ЦНИИпромзданий совместно с НИИЖБом и НИИСКом. Панели-перемычки имели толщину 20, 25 и 30 см, рядовые панели — 25 см при толщине наружных слоев 5 и 10 см из тяжелого бетона средней плотностью 2500 кг/м^3 . В качестве теплоизоляционного слоя принят полистирольный пенопласт. Поскольку панели-перемычки запроектированы под нормативную нагрузку $2,2 \text{ кН/м}^2$, а рядовые панели $1,2 \text{ кН/м}^2$, то для сравнения количество рабочей арматуры увеличено пропорционально отношению нагрузок. Панели армированы плоскими сетками с рабочей арматурой из стали класса А-III и гибкими связями, предназначенными для соединения наружных слоев. Трехслойные керамзитобетонные панели со средним слоем из полистиролбетона (средняя плотность наружных слоев 1600 кг/м^3), разработанные ЭКБ ЦНИИСКА совместно с НИИЖБом для экспериментального строительства. Толщина панелей-перемычек 20 и 25 см, рядовых — 25 см при толщине наружных слоев 5 и 10 см. Средний теплоизоляционный слой из полистиролбетона средней плотностью 400 кг/м^3 , монолитно связанного с наружными слоями из керамзитобетона.

В связи с тем, что опытные трехслойные панели имеют ограниченную номенклатуру, дополнительно разработана аналогичная панель толщиной 30 см. Количество рабочей арматуры в ней принято обратно пропорциональным рабочей высоте панелей. Панели армированы сварными каркасами из стержневой стали класса А-III. Рядовые панели также выбраны из указанного проекта. Рабочая арматура трехслойных панелей с утепляющим слоем из полистиролбетона такая же, как и в однослойных. Оптимальными по полным приведенным затратам для всех усовершенствованных конструкций панелей-перемычек оказались панели толщиной 25 см, а для однослойных из керамзитобетона с $\gamma = 1100 \text{ кг/м}^3$ — толщиной 30 см (см. таблицу и рисунок). При этом расход стали в однослойных панелях-перемычках на 12,1% больше, чем в монолитных с утепляющим слоем из полистиролбетона. Это связано с большим расходом стали на поперечное конструктивное армирование в однослойных панелях. В трехслойных панелях на гибких связях расход стали значительно выше, чем в однослойных (на 42,4%) и трехслойных монолитных (на 49,1%). Это объясняется тем, что совместная работа наружных слоев обеспечивается здесь в меньшей мере, чем в монолитных сечениях. Расход цемента в однослойных панелях составил $57,8 \text{ кг/м}^2$, трехслойных на гибких связях $49,1$ вследствие замены части сечения плитным утеплителем, в трехслойных монолитных $83,6 \text{ кг}$ вследствие использования в каче-

Конструкция панели	Толщина, см	$R_0, \text{ м}^2 \cdot \text{C}/\text{Вт}$	$R_0, \text{ м}^2 \cdot \text{C}/\text{Вт}$	Собстоимость в «дене», р.	Эксплуатационные затраты, р.	Приведенные затраты с учетом эксплуатации, р.	Полная трудоемкость, чел.-ч	Полная энергоемкость, т усл. топлива
Однослойная керамзитобетонная, $\gamma = 900 \text{ кг/м}^3$	25	0,79	1,08	22,59	23,55	50,26	2,83	0,102
	30	0,93	1,27	25,59	20,01	50,35	2,87	0,118
	35	1,01	1,38	29,06	18,43	52,99	3,04	0,180
То же, $\gamma = 1100 \text{ кг/м}^3$	30	0,76	1,04	25,68	24,49	54,93	2,87	0,113
	35	0,87	1,19	29,22	21,39	56,11	3,04	0,133
	35	0,81	1,11	25,34	22,98	51,95	3,45	0,073
Трехслойная с эффективным утеплителем на гибких связях	25	1,46	2,00	30,93	12,75	48,19	4,08	0,089
	30	2,12	2,90	35,33	8,77	50,42	4,24	0,112
	20	0,73	1,00	20,94	25,49	49,81	2,71	0,085
Трехслойная монолитная со средним слоем из полистиролбетона	25	1,12	1,53	24,31	16,62	44,65	2,96	0,095
	30	1,50	2,06	27,76	12,41	44,79	3,13	0,106

Технико-экономические показатели панелей-перемычек ленточной разрезки на 1 м²
a — конструктивные схемы стеновых панелей;
б — расход стали, кг; *в* — расход цемента, кг; *г* — суммарный расход топлива, т усл. топлива; *д* — трудозатраты, чел.-ч; *е* — себестоимость панелей «в деле», р.; *жс* — эксплуатационные затраты, р.; *з* — полные приведенные затраты, р. Заштрихован наиболее экономичный вариант. Цифрами обозначена толщина стеновых панелей



стве утеплителя бетона с наполнителем низкой прочности.

Сопоставлением полных приведенных затрат, слагающихся из стоимости «в деле», удельных капложений с учетом нормативного коэффициента экономической эффективности и эксплуатационных расходов установлено, что наиболее целесообразны трехслойные панели-перемычки толщиной 25 см со средним слоем из полистиролбетона. При этом полные приведенные затраты — 44,85 р/м². Следующей по эффективности конструкцией является трехслойная панель толщиной 25 см с эффективным утеплителем с приведенными затратами 48,2 р/м². Менее эффективны однослойные панели-перемычки толщиной 25 см при $\gamma=900 \text{ кг/м}^3$ (50,28 р.). Аналогичные результаты получены и для рядовых панелей — полные приведенные затраты на 1 м² составили 43,25; 46,13 и 48,24 р.

При сопоставлении полных приведенных затрат рассмотренных конструкций следует отметить преимущество трехслойных монолитных панелей. По сравнению с однослойными керамзитобетонными панелями с $\gamma=900 \text{ кг/м}^3$ эти конструкции экономичнее на 10,7%, с трехслойными на гибких связях — на 6,8%, а в сравнении с однослойными керамзитобетонными толщиной 30 см при $\gamma=1100 \text{ кг/м}^3$ — на 18,3%. Анализом технико-экономических показателей вариантов стеновых ограждений установлено, что трехслойные монолитные стеновые панели целесообразнее по большей части показателей. В целом можно отметить, что все рассмотренные способы совершенствования конструкций снижают полные приведенные затраты по сравнению с широко применяемыми в настоящее время панелями ленточной разрезки из керамзитобетона средней плотностью 1100 кг/м³. Дальнейшее совершенствование ограждающих конструкций возможно вследствие снижения средней плотности бетона в однослойных панелях, уменьшения расхода арматуры в трехслойных с гибкими связями и снижения средней плотности бетонов как теплоизоляционного слоя, так и наружных слоев в трехслойных монолитных панелях с утепляющим слоем из полистиролбетона.

В. В. ГАБРУСЕНКО, канд. техн. наук (Новосибирский инженерно-строительный ин-т);
И. И. БУТВИЛОВСКИЙ, инж. (Новосибирский филиал ЭКБ Минуралсбистроя СССР);
А. А. СВЕТОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Плиты покрытий размером 3x12 м со смешанным армированием

На основе типовых чертежей серии 1.465.1—3/80 разработана и исследована конструкция ребристых плит размером 3x12 м со смешанным армированием из стали класса А-IIIв под средние и тяжелые нагрузки.

Технико-экономическое сравнение нового решения с типовым показывает, что экономия стали достигает 8...17%, или 0,9...3,2 кг на 1 м² покрытия (табл. 1) за счет смешанного армирования про-

Таблица 1

Показатели	Номер плит по несущей способности					
	4	5	6	7	8	9
Расчетная нагрузка, кПа	7,8	8,6	9,5	10,5	12,0	13,0
Класс бетона	30	35	35	40	45	45
Расход арматуры, кг	208	232	267	303	375	419
Общий расход стали, кг	322	378	403	465	514	550

Примечание. Над чертой — для типовых плит, под чертой — для плит со смешанным армированием.

дольных ребер. При этом часть рабочей арматуры выполнена напрягаемой, а другая — ненапрягаемой, обрываемой в пролете в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. На снижение расхода металла повлияло также рациональное расположение рабочих стержней в сечении продольного ребра: ненапрягаемые продольные стержни можно располагать между напрягаемыми, что приводит к увеличению плеча внутренней пары сил по сравнению с типовым расположением полностью напрягаемых стержней (рис. 1).

Количество рабочей продольной арматуры определено из условий прочности нормальных сечений в середине пролета, исходя из совместной работы напрягаемых и ненапрягаемых стержней при полном использовании их механических характеристик. Прочность продольных ребер по наклонному сечению в местах обрыва стержней обеспечивается заданным бетонным сечением, напрягаемой арматурой, а также усиленной поперечной арматурой.

Для проверки нового решения были изготовлены две опытные плиты марки ЗПГ12—9А-IIIв, каждое ребро которых армируется двумя напрягаемыми и одним ненапрягаемым стержнем диаметром 28 мм из стали класса А-IIIв. Длина последнего, определенная в соответствии с эпюрой изгибающих моментов, равна 6 м. Образцы плит были изготовлены на заводе ЖБИ-5 Главновосибирскстроя по агрегатно-поточной технологии с применением силовых форм и электротермического способа натяжения арматуры. Основные характеристики образцов приведены в табл. 2.

При испытании плиты нагружали отдельными бетонными блоками. Схема опирания образцов и распределение нагрузки обеспечивали изгиб в продоль-

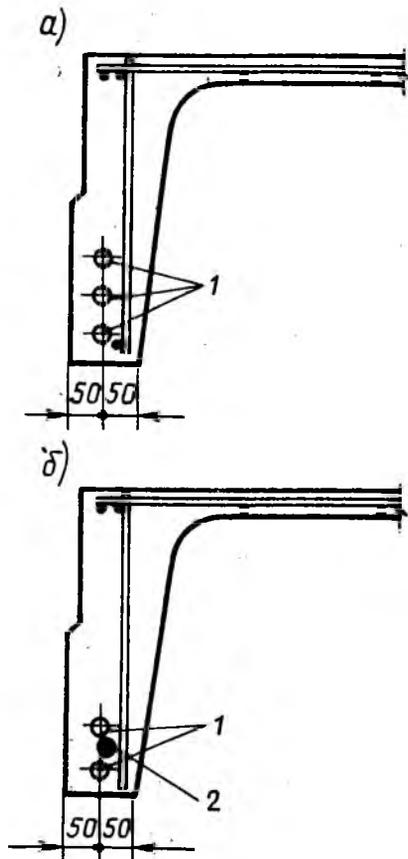


Рис. 1. Армирование продольных ребер плит а — типовых; б — со смешанным армированием; 1 — напрягаемая арматура класса А-IIIв; 2 — ненапрягаемая того же класса

Таблица 2

Характеристики	Плита 1	Плита 2
Прочность бетона, МПа*	36,8/44,5	34,9/43,9
Напрягаемая арматура продольного ребра	2Ø28 А-IIIв	2Ø28 А-IIIв
То же ненапрягаемая	1Ø28 А-IIIв	1Ø28 А-IIIв
Среднее контролируемое преднапряжение, МПа	415	399
Выгиб продольных ребер, мм	14	13
Толщина полки, мм	32	32
Возраст на день испытаний; сут	85	75

* Перед чертой — передаточная, после черты — при испытании.

ном и поперечном направлениях. В ходе эксперимента проверяли совместную работу напрягаемой и ненапрягаемой арматуры на различных стадиях напряженно-деформированного состояния конструкций, изучали влияние ненапрягаемой арматуры на трещиностойкость, жесткость и прочность плит.

В продольных ребрах со смешанным армированием отмечено замедленное с ростом нагрузки раскрытие трещин. Первые трещины с шириной раскрытия 0,05 мм появились при нагрузке, составляющей 0,56 нормативной. На следующей ступени нагружения трещины раскрывались незначительно, но появились новые, располагавшиеся между возникшими ранее (рис. 2). Ширина раскрытия трещин при контрольной нагрузке $q_{тр}$ не превышала 0,2 мм, что соответствовало требованиям ГОСТ 8829—85 для неагрессивной среды.

Интенсивное раскрытие трещин происходило лишь при расчетной нагрузке. Такой характер развития трещин положительно влияет на общую жесткость конструкции. Суммарное перемещение продольных ребер в середине пролета на момент нагружения контрольной нагрузкой по жесткости $q_{ж}$ не превысило 51 мм, а с учетом выгиба от обжатия — 38 мм (рис. 3), или 1/312 пролета. Жесткость продольных ребер оказалась достаточной.

К моменту достижения условного предела текучести несущая способность плит характеризовалась большими про-

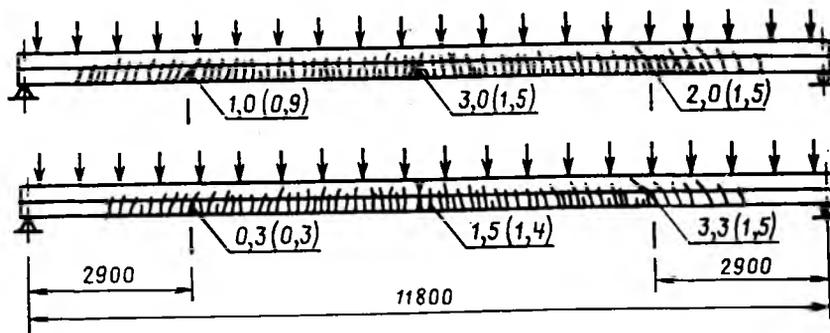
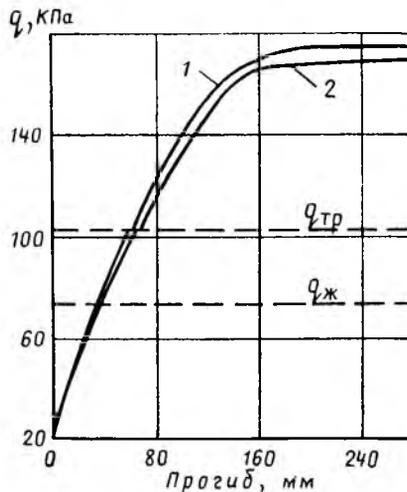


Рис. 2. Схема развития трещин в плитах 1 и 2 (цифрами показана максимальная ширина раскрытия трещин в мм, в скобках — для противоположных ребер)

гибами (1/40 пролета) и значительным, до 2...3 мм, раскрытием трещин, причем у плиты 2 более сильно раскрылась наклонная трещина по сечению обрыва арматуры. Отношение разрушающей нагрузки к расчетной (табл. 3) превысило 1,25, что достаточно для конструкций с арматурой из стали класса А-IIIв.

Опыт освоения конструкций на заводе ЖБИ-5 Главвоссибирскстроя и результаты испытаний позволяют рекомендовать ребристые плиты размером 3×12 м

Рис. 3. Прогобы продольных ребер в середине пролета 1 и 2 — номер плит, $q_{ж}$ и $q_{тр}$ — контрольные нагрузки по жесткости и раскрытию трещин



УДК 691.81:539.3/4

В. А. КЛЕВЦОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ);
Ю. Ф. БИРУЛИН, Г. Н. ЗАВАРЗАЕВ, кандидаты техн. наук (НИИМосстрой)

Влияние пластин закладных деталей на прочность узлов железобетонных конструкций при местном сжатии

Узловые и стыковые соединения сборных железобетонных конструкций промышленных зданий обычно осуществляют закладными деталями, состоящими из стальных пластин и анкерных стержней. При этом толщину пластин принимают, как правило, исходя из конструктивных соображений. Наличие пластины не учитывают при расчете стыкуемых конструкций на местное сжатие, а при необходимости приопорные зоны усиливают сварными сетками косвенного армирования.

Для оценки влияния пластин закладных деталей и их толщины на работу узловых соединений конструкций НИИЖБ и НИИМосстрой провела эк-

спериментальные исследования. Образцы-призмы размером 15×15×60 см испытывали на действие местных нагрузок симметрично приложенных через стальные штампы (рис. 1). Принятая схема моделировала работу оголовника колонн средних рядов одноэтажных производственных зданий при опирании на них стропильных и подстропильных конструкций. Между штампами и опорной плитой пресса укладывали пластины из

Рис. 1. Схема испытания образцов-призм 1 — стальные штампы; 2 — пластины из фторопласта; 3 — опорная стальная пластина; 4 — опытный образец; 5 — поворотная плита пресса; 6 — сетки перекрестного армирования

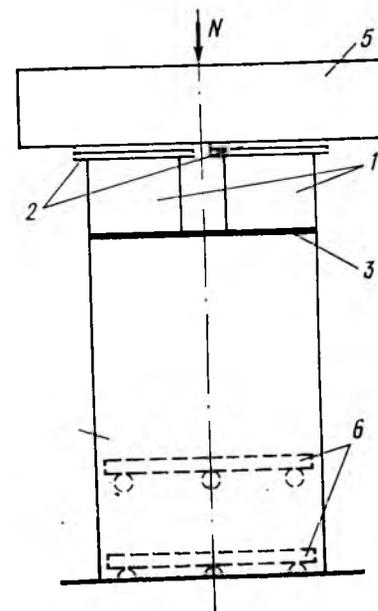


Таблица 3

Показатели	Плита 1	Плита 2
Расчетная нагрузка q , кПа	13	13
Нормативная нагрузка q^H , кПа	9,8	9,8
Фактическая разрушающая нагрузка $q_{разр}$, кПа	16,8	16,4
Теоретическая разрушающая нагрузка $q_{разр}^{теор}$, кПа	17,02	16,99
Отношение $q_{разр}^{оп} / q$	1,29	1,27
Отношение $q_{разр}^{оп} / q_{разр}^{теор}$	0,987	0,965
Опытная нагрузка трещинообразования $q_{тр}^{оп}$, кПа	5,5	5,5
Теоретическая нагрузка трещинообразования $q_{тр}^{теор}$, кПа	5,57	5,42
Отношение $q_{тр}^{оп} / q^H$	0,56	0,56
Отношение $q_{тр}^{оп} / q_{тр}^{теор}$	0,988	1,015

Примечание. Значения нагрузок даны с учетом массы плит.

со смешанным армированием из стали класса А-IIIв для массового применения. В настоящее время подготовлен альбом рабочих чертежей таких плит под средние и тяжелые нагрузки.

Дополнительные сведения можно получить по адресу: 630078, Новосибирск, ул. Выставочная, 15/1. ЭКБ Минуралсибстроя СССР.

фторопласта, исключавшие влияние сил трения и препятствовавшие развитию поперечных деформаций в стальных пластинах и в бетоне опорной зоны образца. Толщину пластин приняли равной 1, 2 и 4 мм. Кроме того, все образ-

цы с усиленными стальными пластинами торцами армировали поперечными сварными сетками, установленными по высоте образца с шагом 50 мм. Поперечные сетки, расположенные на расстоянии от торца, равном размеру поперечного сечения образца, исключали его разрушение вне верхней зоны. Сетки с ячейкой 65×65 мм изготовляли из арматуры $\varnothing 8$ А-1. В качестве эталонных образцов использовали бетонные призмы без усиления опорных торцов листовой сталью и без сеток косвенного армирования, испытанные также по приведенной на рис. 1 схеме.

Для всех образцов при помощи тензорезисторов с базой 50 мм в зоне между штампами, в различных горизонтальных сечениях по высоте опорных участков измеряли поперечные деформации бетона. Кроме того, для образцов с опорными пластинами тензорезисторами с базой 20 мм фиксировали деформации листовой стали.

Всего испытали две серии образцов-призм, отличавшихся прочностью бетона R_b . Каждая серия включала два эталонных образца-близнеца, а также образцы с усилением верхних опорных торцов стальными пластинами различной толщины. Характеристики опытных образцов и результаты их испытаний приведены в таблице.

Все образцы разрушились в верхней приопорной зоне. В эталонных образцах при нагрузках 60...70% разрушающих между штампами образовывались вертикальные трещины, которые раскрывались по мере возрастания нагрузки. Однако увеличение раскрытия трещин не приводило к разрушению образцов. Они разрушались хрупко, вследствие скалывания бетона под штампами по наклонным (60...65°) к опорной грани площадкам (рис. 2).

В образцах с усилением верхних опорных торцов стальными пластинами вертикальные трещины в бетоне между штампами не образовались. При толщине пластин 1 и 2 мм схема их разрушения была аналогична приведенной для эталонных образцов. В некоторых образцах с $t_s=1$ мм одновременно с разрушением бетона отмечался срез пластин в плоскости внутренних ребер штампов (см. рис. 2). При толщине листовой стали 4 мм верхняя бетонная зона разрушалась от сжатия (см. рис. 2), при этом напряжения в пластинах достигали предела текучести.

Для образцов с усилением опорных торцов стальными пластинами разрушающие нагрузки оказались больше, чем для эталонных образцов-призм. Величина превышения составила в среднем при толщине пластин

Шифр образца	Серия	Толщина опорной пластины t_s , мм	Призменная прочность бетона R_b , МПа	Разрушающая нагрузка, кН				$N_{loc, obs} / N_{loc, cal_2}$	
				опытная $N_{loc, obs}$	из расчета на центральное сжатие N_{cal}	из расчета на местное сжатие по СНиП 2.03.01—84 N_{loc, cal_1}	из расчета по предлагаемой формуле N_{loc, cal_2}		
ПК-1	I	—	35,5	700	800	613	613	1,14	
ПК-2		—		600				0,98	
П-1		1		900				766	1,17
П-2		1		900				766	1,17
П-3		2		800				803	0,99
П-4		2		950				803	1,18
П-5		4		1000				827	1,21
П-6	4	1000	827	1,21					
П-7	4	950	827	1,15					
ПК-3	II	—	26,7	500	601	506	506	0,99	
ПК-4		—		500				506	0,99
П-8		1		650				633	1,03
П-9		1		638				633	1,01
П-10		2		676				663	1,02
П-11		2		676				663	1,02
П-12		2		688				663	1,04
П-13		4		774				683	1,13
П-14		4		714				683	1,05
П-15		4		714				683	1,05

а



б



в



Рис. 2. Характер разрушения опытных образцов
а — при отсутствии опорных стальных пластин; б — $t_s=1$ (вид сверху); в — $t_s=4$ мм

1,2 и 4 мм — 33, 38 и 47%. Несколько меньшим оно было для образца П-3, в котором бетон опорной зоны, как показал его осмотр после испытания, оказался недостаточно хорошо уплотненным. Опытная разрушающая нагрузка для эталонных образцов была несколько ниже теоретической по расчету на центральное сжатие. Опытная разрушающая нагрузка для эталонных образцов близка к теоретической, определенной расчетом на местное сжатие по СНиП 2.03.01—84 с введением фактической призменной прочности бетона. Во всех остальных образцах опытная разрушающая нагрузка была выше. Таким образом, опорные пластины существенно влияют на характер разрушения образцов и их несущую способность. Это объясняется изменением напряженного состояния приопорных участков при

действии внешней нагрузки после установки стальных пластин.

На рис. 3 приведен характер распределения поперечных деформаций бетона по высоте приопорной зоны образцов между штампами.

Поперечные деформации бетона в эталонных призмах по всей приопорной зоне растягивающие. Уровень их высок даже в горизонтальных сечениях, удаленных от торца. При усилении торца пластинами характер распределения деформации резко изменился. Значительно снизились деформации растяжения в сечениях, близких к опорному торцу, хотя при толщине листовой стали 1 и 2 мм они еще достаточно велики. В более удаленных сечениях образовалась зона бетона, испытывающего двухосное сжатие. Причем с увеличением толщины листовой стали возрастали и деформации сжатия, а точки перехода поперечных деформаций от растяжения к сжатию приближались к опорной грани образца (к листу). Обратный переход в бетоне от сжатия к растяжению независимо от толщины пластин происходил примерно в одном горизонтальном сечении, удаленном от опорной грани образца на расстоянии 70...75 мм.

Таким образом, пластины (так же как и сварные сетки косвенного армирования) препятствуют свободному развитию поперечных деформаций в бетоне, создают в приопорных зонах объемное напряженное состояние, о чем свидетельствует изменение характера приведенных эпюр, и повышают их прочность.

При $t_s < 4$ мм прочность приопорных зон конструкций в зависимости от толщины опорных пластин изменяется довольно существенно.

Учитывая характер разрушения опытных образцов и состояние опорных пластин в момент исчерпания образцами с

$t_s = 4$ мм несущей способности (достижение в стали предела текучести), можно предположить, что увеличение толщины пластин при некотором повышении прочности приопорных зон ведет к недоиспользованию работы стали.

Полученные в исследованиях результаты свидетельствуют о необходимости учета положительного влияния стальных пластин закладных деталей на прочность приопорных зон конструкций при расчете на смятие. На основании анализа полученных опытных данных этот расчет рекомендуется выполнять в соответствии со СНиП 2.03.01—84. При этом расчетное сопротивление бетона смятию $R_{b,loc}$ следует умножить на коэффициент γ_s , величину которого можно определить по формуле

$$\gamma_s = 1 + \frac{0,1 t_s}{0,15 + \frac{t_s}{4}}$$

Сопоставление опытных разрушающих нагрузок с теоретическими значениями, определенными по предлагаемой методике, приведенное в таблице, свидетельствует об их хорошем совпадении. Опытные величины в среднем превышают теоретические на 8%.

При расчете на смятие узлов сопряжений, имеющих закладные детали, следует прежде всего по приведенной методике учитывать работу пластин закладных деталей. Если прочность не обеспечивается, то необходимо их дополнительное усиление сетками косвенного армирования. Из приведенного на рис. 3 характера деформаций бетона в эталонных образцах (ПК) следует, что зона действия опасных напряжений для приопорных участков стыкуемых конструкций незначительна и, очевидно, нет необходимости для их усиления использовать по высоте больше того

количества сеток, которое устанавливается на расстоянии от опорного торца 0,6 размера поперечного сечения конструкции.

Выводы

Опорные стальные пластины изменяют характер напряженно-деформированного состояния приопорных участков элементов стыковых и узловых соединений и повышают их прочность.

В опорных торцах конструкций нет необходимости использовать закладные детали с толщиной пластин более 4...5 мм, что позволяет изготавливать их методом штампования.

Узлы сопряжения конструкций, работающие на смятие, следует рассчитывать по предлагаемой методике.

Новые изобретения

№ 11*

А. с. 1467042 СССР, МКИ⁴ С 04 В 24/12. **Бетонная смесь**/В. В. Лисицкий, С. В. Максимова, А. Н. Мокрушин и др. (СССР); Башкирский государственный ун-т.

А. с. 1467147 СССР, МКИ⁴ Е 04 В 1/35. **Способ возведения предварительно напряженной рамы каркаса здания**/А. А. Калинин (СССР); Волгоградский ИСИ.

№ 12*

А. с. 1468757 СССР, МКИ⁴ В 28 В 11/00. **Камера для тепловой обработки железобетонных изделий**/С. М. Трембицкий (СССР); ВНИО Союзжелезобетон.

А. с. 1468758 СССР, МКИ⁴ В 28 В 13/02. **Бетонораздатчик**/В. Е. Бойко, В. Ф. Яременко (СССР); Днепропетровский ИСИ.

А. с. 1468759 СССР, МКИ⁴ В 28 В 13/02. **Устройство для формирования изделий из бетонных смесей**/В. Н. Гарнец, В. Б. Кучеровский, А. Г. Стасюк, В. С. Ловейкин (СССР); КИСИ.

А. с. 1468760 СССР, МКИ⁴ В 28 В 21/94. **Установка для обработки бетонных трубчатых изделий**/В. М. Сидоренко, В. М. Покровский, Л. А. Герасимович (СССР); Новомосковский завод ЖБИ, Днепропетровский филиал НИИ-СП.

А. с. 1468881 СССР, МКИ⁴ С 04 В 28/02. **Бетонная смесь**/Н. И. Федьнин, Н. П. Феськова, Б. А. Кустов и др. (СССР); Новокузнецкое отделение УралНИИСтромпроекта.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

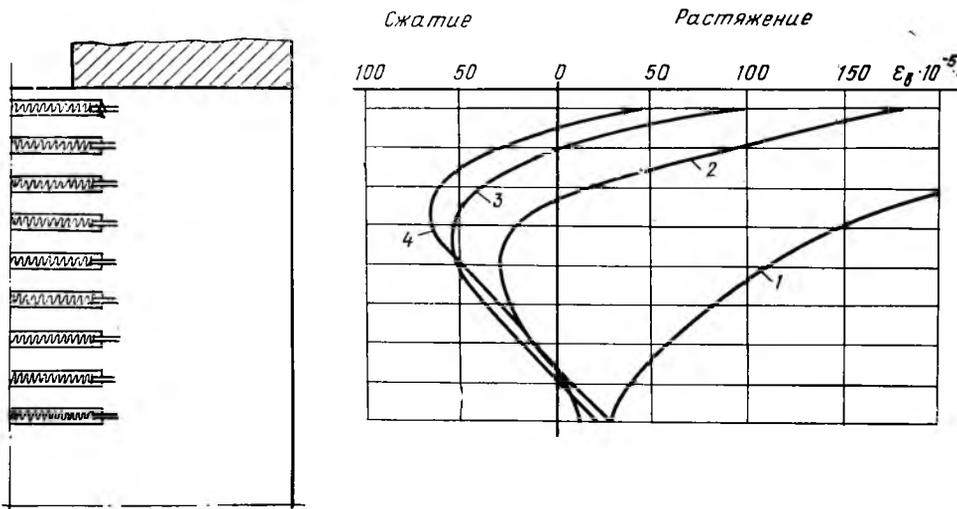


Рис. 3. Распределение поперечных деформаций в бетоне по высоте приопорной зоны образцов 1 — без опорной стальной пластины; 2 — $t_s = 1$; 3 — $t_s = 2$; 4 — $t_s = 4$ мм

З. Ю. ЮСУПОВ, канд. техн. наук (СамГАСИ);
Ф. И. ПАК, инж. (Самаркандский ДСК); Х. М. ИБРАГИМОВ, инж. (СамГАСИ)

Бесшварное и безошвалубочное стыковое соединение панелей сейсмостойких крупнопанельных зданий

Прочность и устойчивость крупнопанельных зданий определяются надежностью конструктивного решения стыковых соединений панелей, которые должны обеспечить взаимодействие всех сопрягаемых элементов, образующих несущую систему здания. В связи с этим обеспечение требуемой несущей способности стыков очень важно для многоэтажных панельных зданий, возводимых в районах с высокой сейсмической активностью.

В то же время устройство стыков — одна из самых трудоемких работ при монтаже зданий, так как трудовые затраты на их выполнение превышают более 50% общей трудоемкости монтажных работ.

Конструкция вертикальных стыков крупнопанельного дома серии 148, разработанная ТашЗНИИЭПом, принята в соответствии с общесоюзным каталогом промышленных изделий и типовых деталей (серия 2.130) для строительства в районах с расчетной сейсмичностью 7...9 баллов.

Вертикальные стыковые соединения жилых домов этой серии выполнены с помощью сварки арматурных выпусков и замоноличивания рифленых торцов панелей в колодце стыка. Рифление торцов панелей повышает несущую способность стыка на сдвиг, приближая ее к несущей способности сплошного сечения.

Сварку многочисленных арматурных выпусков, устройство опалубки и бетонирование вертикальных стыков, насыщенных металлом, производят вручную в труднодоступных и стесненных условиях. Это приводит не только к значительным затратам труда высококвалифицированных рабочих, но и некачественному выполнению сварки арматурных выпусков и замоноличивания стыков. Кроме того, такая технология исключает непрерывный процесс возведения зданий, так как трудоемкие виды работ выполняют только после установки плит перекрытий, без чего монтаж последующих этажей невозможен.

Для сокращения объемов трудоемких

работ на монтаже внутренних и наружных стеновых панелей предложено и внедрено на строительстве крупнопанельных жилых домов Самаркандского ДСК бесшварное и безошвалубочное стыковое соединение с помощью замкнутых петлевых выпусков (рис. 1).

Предлагаемое стыковое соединение незначительно изменяет конструкцию панелей с использованием принципа частичного переноса монолитного бетона стыков в сборный элемент [1]. Стык представляет собой замоноличиваемые на монтаже колодцы с частичной установкой опалубки или без нее. Стеновые панели на таких стыках изготавливают с рифлеными гранями по типовому проекту и увеличением длины панелей на 140 мм. Арматурные выпуски П-образной формы создают замкнутое кольцо, в котором устанавливают вертикальные арматурные стержни и сваривают их на уровне перекрытий. Зазоры между панелями зачеканивают цементно-песчаным раствором и замоноличивают стыки мелкозернистым бетоном с суперпластификатором С-3.

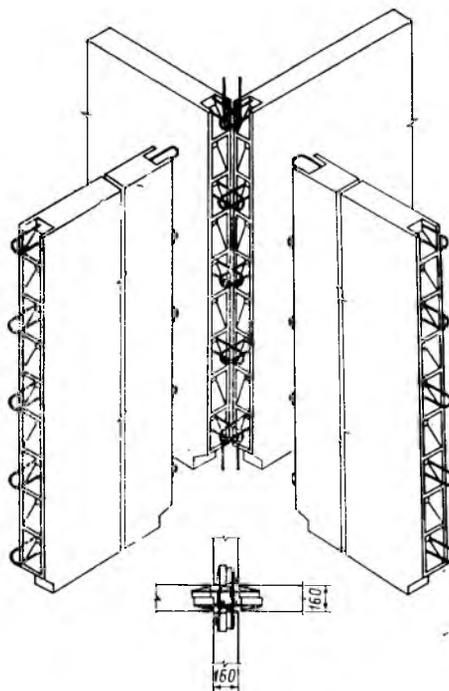


Рис. 1. Новое решение вертикального стыка

В предложенном стыковом соединении исключаются многочисленные сварочные работы и установка опалубки.

Для обоснования применения этих стыков проведено экспериментальное исследование моделей стыковых соединений в $1/4$ натуральную величину панелей на сдвигающие усилия. Было испытано 6 серий стыков.

Прототипом стыка серии 1 является вертикальный стык крупнопанельного дома серии 148. Стыки осуществляли соединением двух моделей стеновых панелей Г-образной формы с рифлением в торцах и арматурными выпусками диаметром 4 мм из стали класса Вр-1. Арматурные выпуски соединяли между собой накладными стержнями того же диаметра электросваркой с длиной шва 3 см. Стык бетонировали в горизонтальном положении с последующим уплотнением. Ширина стыка (расстояние между стыкуемыми моделями стеновых панелей) составляла 2,5 см, в стыке размещалось четыре вертикальных стержня диаметром 4 мм из стали класса Вр-1. Процент армирования стыка и панелей соответствовал проценту армирования стыка и стеновой панели по типовому проекту.

Стык серии 2 идентичен стыку серии 1 и отличается лишь увеличенной шириной стыка, составляющей 5 см.

Стык серии 3 по конструкции аналогичен вышеописанным стыкам и отличается от них шириной стыка, составляющей 7,5 см.

Стыки серий 4...6 идентичны соответственно стыкам серий 1...3. Однако на этих стыках вместо сварного соединения арматурных выпусков использовали соединения арматурных выпусков в виде петель. Стыки этих серий испытывали для выявления принципиальной возможности осуществления вертикальных стыков без сварки и сопоставления их прочностных и деформативных характеристик со стыками серий 1...3.

Испытания проводили на специальной установке, схема испытания и установка измерительных приборов показана

Серия стыка	Прочность бетона панели, МПа			Прочность бетона замоноличивания, МПа			Опытная несущая способность стыка $T_{оп}$, кН	Расчетная несущая способность стыка $T_{расч}$, кН	$T_{оп}/T_{расч}$
	R_m	R_b	R_{bt}	R_m	R_b	R_{bt}			
1	20,7	16,5	1,75	20,5	16,8	1,74	84,13	90,96	0,93
2	20,7	16,5	1,75	20,5	16,8	1,74	94,47	90,96	1,04
3	20,7	16,5	1,75	20,5	16,8	1,74	90,85	90,96	0,99
4	20,7	16,3	1,37	20,5	16,5	1,28	121,70	90,96	1,34
5	20,7	16,3	1,37	20,5	16,5	1,28	120,80	90,96	1,33
6	20,7	16,3	1,37	20,5	16,5	1,28	116,05	90,96	1,37

ны на рис. 2. Образцы нагружали с помощью гидравлического домкрата ступенями вплоть до разрушения. Сдвигающую силу при испытании образцов прикладывали так, чтобы линия ее действия проходила посередине замоноличивания стыка. В ходе испытаний измеряли взаимные сдвиги δ смежных элементов в вертикальном направлении индикаторами часового типа И4...И6, а также горизонтальные раскрытия u индикаторами И-1...И-3.

По мере увеличения сдвигающих усилий в стыках между бетоном замоноличивания и панелью возникают трещины, причем нагрузка, соответствующая моменту их появления, намного меньше, чем разрушающая. Одной из причин раннего появления трещин является возникновение горизонтальных усилий, которые воспринимаются арматурными связями. Очевидно, что испытанные образцы находятся в менее благоприятном положении, чем реальные стыки дома, т. е. в принятой схеме испытания не учитываются связи между стенами и перекрытием, трение и т. п.

Во всех стыках трещины вначале оконтуривали бетонные зубцы. По мере возрастания нагрузки появились новые трещины вдоль направления продольной силы в бетонных зубцах панелей и бетона замоноличивания. На стадиях, близких к разрушению, образовались наклонные трещины в бетоне замоноличивания. Разрушение стыка происходило с отрывом горизонтальной связевой арматуры и срезом зубцов панели и бетона замоноличивания вдоль действия сдвигающего усилия.

Сопоставление результатов испытаний образцов (табл. 1) показывает, что расстояние между стыкуемыми элементами мало влияет на несущую способность стыка, но в испытанных образцах серий 4..6 наблюдается незначительное уменьшение его прочности с увеличением ширины стыка.

Теоретическую оценку несущей способности стыка производили по методике ВСН 32—77.

Несущая способность стыка с петлевой горизонтальной арматурой на 20..30% превышает несущую способность

Таблица 2

Показатели	По проекту	По предложенной варианту	Экономия, %
Число стыков, шт.	394	394	—
Объем бетона замоноличивания, м ³	75,6	47,6	37
Число сварных точек, шт.	13 864	788	94
Длина сварных швов, м	1504	85	94
Объем опалубочных работ, м ³	1500	—	100
Общие трудовые затраты, чел.-ч	13044,6	9983,7	29,5
В том числе на: изготовление изделий на заводе КПД	5390	5440	—0,9
монтаж стеновых панелей	2975	2975	—
устройство стыков	3568	1568,6	56

стыка, в котором горизонтальные арматуры соединены сваркой. Это объясняется тем, что сварные арматурные выпуски, видимо, имели дефекты в соединениях выпусков диаметром 4 мм из стали класса Вр-1.

Аналогичные результаты были получены и в других испытаниях [2], а в образцах в натуральную величину па-

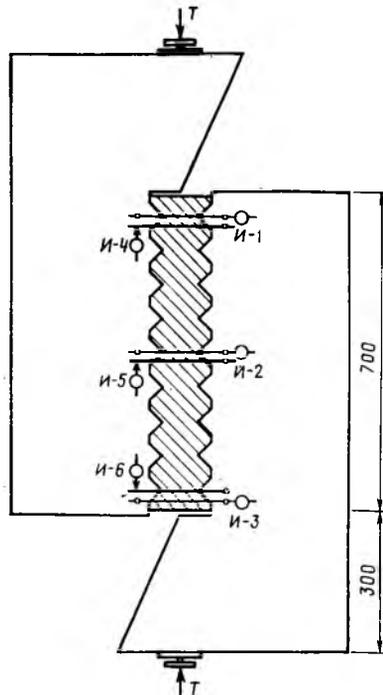


Рис. 2. Схема испытания и расстановка измерительных приборов

нелей с петлевым соединением арматуры и со сварными связями разрушающие нагрузки близки между собой [3].

Несущую способность стыка при сдвиге повышает использование горизонтальной арматуры. Доказано, что поперечная арматура противодействует сдвигающим усилиям не как шпонка, а как связь, работающая на растяжение [4]. Для расчета стыков следует ввести приведенное усилие N_s соединения, которое обычно ниже предельного усилия в непрерывной арматуре

$$N_s = K R_s A_s,$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры; A_s — площадь сечения арматуры.

Для сварных соединений рекомендуется принимать поправочный коэффициент $K=0,8$, учитывающий дефект арматурных выпусков при сварке (по ВСН 32—77). В петлевых связях с несколькими анкерными вертикальными стержнями по периметру петель поправочный коэффициент можно повысить до 0,9..0,95.

Преимущество вертикальных бессварных и безопалубочных стыковых соединений значительно. В табл. 2 даны сравнительные показатели объемов работ устройства предложенного стыкового соединения с проектным решением в 9-этажной блок-секции на 36 квартир серии 148 с сейсмичностью 8 баллов.

По результатам проведенной работы на Самаркандском ДСК разработаны типовые альбомы узлов и деталей бессварных и безопалубочных стыковых соединений.

Выводы

Наиболее прогрессивным направлением совершенствования стыковых соединений панельных зданий является переход на бессварочные арматурные связи, которые прошли проверку Карпатским землетрясением 1977 г.

Экономический эффект от внедрения безопалубочного и бессварного стыкового соединения на Самаркандском ДСК составляет 180 тыс. р. в год, а экономия трудовых затрат более чем на 10 тыс. чел.-дн.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пак Ф. И. Решение стыков крупнопанельных жилых зданий серии № 148 // Жилищное строительство. — 1987. — № 3. — С. 28.
2. Чураев А. Л., Джобуа Ш. А. Конструктивные схемы и узлы крупнопанельных зданий для сейсмических районов. — М.: Госстройиздат, 1961. — 238 с.
3. Железобетонные стены сейсмостойких зданий. Исследования и основы проектирования / Под ред. Г. А. Ашкинадзе. Совм. изд. СССР — Греция. — М.: Стройиздат, 1988. — 500 с.
4. Гарачек Е. и др. Прочность и жесткость стыковых соединений панельных конструкций: Опыт СССР и ЧССР. — М.: Стройиздат, 1980. — 192 с.

Н. В. СВИРИДОВ, д-р техн. наук, М. Г. КОВАЛЕНКО, инж.

Бетон прочностью 150 МПа на рядовых портландцементях

Для большинства твердых материалов теоретическая прочность составляет $(0,1...0,2)E$, а фактическая — $(1,0...0,2) \cdot 10^{-3}E$. Такое различие обусловлено несовершенством структуры материала, наличием в нем значительного объема дефектов.

В структуре твердых тел всегда имеются трещины, пустоты, несплошности контактов (сцепления) на границах зерен и блоков структуры, скопления дислокаций, вакансии в кристаллической решетке, слабые и посторонние включения и другие дефекты. В связи с этим прочность реальных материалов определяется не только их физико-химической природой, но и степенью дефектности структуры, объемом и характером несплошностей.

Известные достижения в области технологии получения прочных материалов обязательно включают меры по снижению объема и размера дефектов в структуре материалов. Такие мероприятия выбраны и для получения особопрочного бетона классов В100...В135.

Для получения бетона указанных классов приняты следующие меры:

дефекты в его структуре классифицированы по причинам происхождения, разработаны технологические и технические решения по уменьшению объема и размера дефектов или полного исключения отдельных из них;

теоретически определены напряжения и деформации в структурных элементах и отдельных компонентах бетона (цементном камне, растворной части, зернах крупного и мелкого заполнителя);

обоснованы требования к свойствам материалов для бетона, к его растворной части, цементному камню и контактной зоне, а также к качеству цементного клея;

Теоретический анализ механизма формирования структуры и свойств бетона и его разрушения при механическом воздействии позволил сформулировать основные принципы получения бетона прочностью до 150 МПа из пла-

стичных и литых смесей. Они включали: применение заполнителей, прочность которых превышает максимальные напряжения в отдельных зернах щебня и песка при предельном уровне нагружения конструкций; значительное снижение объема несплошностей (пор, трещин, пустот и т. п.) по сравнению с рядовым и высокопрочным бетонами, приготовленными традиционным способом; создание условий для торможения развития микротрещин в бетоне при нагружении конструкций; обеспечение близкого к сплошному сцепления цементного камня с заполнителями; максимальное снижение В/Ц для достижения высокой прочности и уменьшения или полного исключения усадки бетона.

Близкие к изложенным принципам положения реализованы в США при строительстве высотного здания с применением бетона прочностью до 135 МПа [1].

При реализации выдвинутых положений решены новые задачи в технологии бетона.

Экспериментально установлено, что для бетона прочностью свыше 100 МПа недостаточно стандартных требований к мелкому заполнителю. Песок должен обладать определенной прочностью для соответствующего класса особопрочного бетона. Предложено определять ее степень дробимости песка*. Для бетона класса В135 она не должна превышать 20, а для В110 — 30%. Возможны некоторые отклонения в зависимости от свойств других компонентов бетона.

Теоретически и экспериментально обоснованы требования к прочности крупного заполнителя (по действующим стандартам принята максимальная марка щебня 1400, что ниже разработанного максимального класса бетона В135). По теоретическим расчетам для бетона классов В110...В135 прочность

щебня должна превышать класс бетона примерно в 1,7 раза.

Для установления минимальной прочности породы, пригодной в качестве крупного заполнителя для особопрочного бетона, проводили исследования породы прочностью 160...420 МПа. Модуль упругости ее находился в интервале $(5,5...10,0) \cdot 10^4$ МПа. На указанных заполнителях готовили бетон эталонного состава с постоянным В/Ц. Одновременно определяли прочность породы испытанием кернов, отобранных из больших кусков горной породы, дробимость щебня различных фракций, полученных из кернов.

Установлено, что для бетона класса В135 дробимость щебня не должна превышать 6, а для класса В100 — 9%. Причем эти показатели могут варьироваться в зависимости от модуля упругости щебня: чем он ниже, тем выше может быть дробимость горной породы. Исследования проводили на крупном заполнителе 12 видов пород, песке 8 месторождений, на дробленом песке из высокопрочных горных пород, портландцементях марок 500, 550 и 600 Здобуновского, Белгородского и Вольского заводов. Применяли суперпластификаторы С-3 и 10-03. Объемная масса бетона составляла 2,65...2,72 кг/м³ из-за высокой плотности заполнителей.

По результатам выполненных исследований обоснованы требования к материалам для бетона, разработаны методика подбора составов бетона и технология производства бетонных работ.

Кроме вышперечисленных свойств заполнителей их загрязненность не должна превышать 0,2...0,5%, наиболее целесообразно применять щебень фракций 5...10 и 10...20 мм, песок четырех стандартных фракций с максимальной крупностью до 2,5 мм. В/Ц для мало подвижных смесей рекомендуется 0,25...0,28, для литых смесей — 0,27...0,30. Расход цемента для мало подвижных смесей составляет 500...550, а для литых — 550...650 кг/м³. Максимальный расход цемента не должен превышать 650 кг/м³ во избежание снижения прочности бетона. Расход суперпластификатора составляет 0,5...1,0% массы цемента.

В ходе разработки проблемы получения бетонов прочностью до 150 МПа исследовали технологические свойства бетонной смеси, механические и физические характеристики бетона, особенности работы железобетонных централь-

* А. с. 1250948 СССР МКПЗ G 01 N 33/38. Способ определения пригодности песка для особопрочного бетона / Н. В. Свиридов, М. Г. Коваленко, В. М. Чесноков (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1986. — № 30.

но и висцентренно сжатых и изгибаемых элементов. Параллельно исследовали аналогичные характеристики рядовых и высокопрочных бетонов.

Технологические свойства бетонной смеси (удобоукладываемость, сохраняемость, уплотняемость и др.) практически не отличаются от аналогичных характеристик смеси высокопрочного бетона, а порядок ее приготовления не отличается от общепринятого.

Зависимость механических характеристик от масштабного фактора выявили испытанием кубов, призм и цилиндров различных размеров на сжатие, балок — на изгиб, цилиндров — на растяжение. Известно, что масштабный фактор обусловлен качеством бетона и совершенством испытательного оборудования. Бетон испытывали на оборудовании, исключающем получение неодинаковых результатов на образцах различных размеров. Коэффициент вариации прочности бетона классов В100...В135 не превышал 5%, что свидетельствует о высоком его качестве и по данным [2] гарантирует получение одинаковых результатов независимо от размеров образцов. Экспериментальные исследования не выявили наличие масштабного фактора у особопрочного бетона. Исключение составляли бетоны из литых смесей, для которых наблюдалось даже некоторое повышение прочности бетона до 5% с увеличением размеров образцов-кубов.

В результате обработки большего числа экспериментальных исследований установлены следующие механические характеристики бетона:

призменная прочность при испытании призм (1) и цилиндров (2):

$$R_b = (0,80 \dots 0,85) \bar{R}; \quad (1)$$

$$R_b = (0,83 \dots 0,87) \bar{R}, \quad (2)$$

где \bar{R} — кубиковая прочность;

модуль упругости для бетона классов В90...В120 (3) и В127...В135 (4):

$$E_6 = 0,745 \gamma_b \sqrt[3]{R_b}; \quad (3)$$

$$E_5 = 0,785 \gamma_b \sqrt[3]{R_b}, \quad (4)$$

где γ_b — объемная масса бетона;

прочность бетона на растяжение осевое (5), растяжение при изгибе (6), раскалывание (7) и срез (8):

$$R_{bt} = 0,55 R_{b,t}; \quad (5)$$

$$R_{btb} = \sqrt[3]{R^2}; \quad (6)$$

$$R_{f,l,c} = 0,2331 \sqrt[3]{\bar{K}^2}; \quad (7)$$

$$R_{bs} = 0,4651 \sqrt[3]{\bar{R}^2}, \quad (8)$$

предельная деформативность для бе-

тона на щебне максимальной крупности 10 мм (9) и 20 мм (10):

$$\epsilon_{t1} = 0,22 \sqrt[3]{R_b} 10^{-3}; \quad (9)$$

$$\epsilon_{t1} = 0,28 \sqrt[3]{R_b} 10^{-3}. \quad (10)$$

Суммарная пористость особопрочного бетона примерно в 2 раза меньше, чем высокопрочного, полученного по традиционной технологии. Причем в бетоне в основном преобладают микропоры. Водонепроницаемость выше W12, морозостойкость — более F800. Особопрочный бетон отличается практической безусадочностью, обусловленной особенностью химических и физических процессов, происходящих при твердении бетона с низким В/Ц=0,25...0,28, а также характером распределения в затвердевшем бетоне не вступившей в химическую реакцию воды. Безусадочность бетона установлена стандартными испытаниями, а также при бетонировании массивов сечением 1,5×2,5 м высотой 6,6 м.

При хранении образцов до двух лет в стандартных условиях прочность бетона нарастает до 15...20%. В ранние

сроки темп нарастания прочности при температуре $20 \pm 2^\circ\text{C}$ составляет через 1 сут — 50%, 3 сут — 75%, 14 сут — 90% класса бетона. Прочность бетона производственных составов на 5...7% выше, чем бетона из лабораторных замесов.

В зависимости от напряженного состояния железобетонных конструкций при использовании бетона классов В110...В137 вместо бетона классов В40...В60 расход бетона снижается на 30...70%, а арматуры на 15...25%.

Вывод

На портландцементных марок 500, 550 и 600 полученных бетоны из малоподвижных и литых смесей прочностью 120...150 МПа. Бетоны обладают высокой однородностью физико-механических свойств. Их применение позволит создавать качественно новый уровень железобетонных конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. К. Годфри. Новый рекорд прочности бетона // Гражданское строительство. — 1987. — № 10. — С. 2—5.
2. Цискрели Г. Д., Лекишвили Г. Л. О масштабном эффекте в бетонах // Бетон и железобетон. — 1966. — № 10. — С. 29—31.

УДК 624.138.232.1:539.3/6

Н. В. ЖУКОВ, канд. техн. наук (ЦНИИЭПсельстрой);
А. В. ШАПОШНИКОВ, канд. техн. наук (ВНИИОСП)

Определение нормативных и расчетных сопротивлений цементогрунта

В последнее десятилетие в отечественной и зарубежной практике строительства широко применяют цементогрунт (грунтобетон). Так, в Японии разработано 13 типов установок для изготовления свай различными методами. В США цементогрунт использовали на строительстве 60 водохранилищ для защиты берегов от эрозии. В Италии объем свай из цементогрунта составил 11 млн. м. Во Франции и ФРГ его применяют для устройства магистральных и поселковых дорог. В ФРГ на эти цели расходуется 1 млн. т цемента ежегодно. Проблемой использования цементогрунта в различных областях строительства занимается около 30 стран. В ФРГ, Италии, Японии разрабатываются нормативные документы, регламентирующие методы изготовления и применения цементогрунта для строительных целей.

В нашей стране ВНИИОСП, ЦНИИЭПсельстрой совместно с дру-

гими организациями ведут исследовательские и опытно-конструкторские работы по применению цементогрунта при возведении фундаментов малоэтажных зданий и сооружений агропромышленного комплекса, преимущественно в южных районах с лёссовыми слабопросадочными грунтами (просадка от собственной массы при замачивании не более 15 см).

Первый опыт применения цементогрунта в СССР относится к 1952—1967 гг. В этот период в Новосибирской, Омской областях, Алтайском и Краснодарском краях было возведено около 70 зданий и сооружений, в основном малоэтажных, передающих на фундаменты сравнительно небольшие (до 150 кН/м) сжимающие нагрузки. Обследование фундаментов этих зданий, проведенное ЦНИИЭПсельстроем и ВНИИОСП после 20 лет эксплуатации, не выявило следов разрушения материала. Все здания (детсады, жи-

лые 1...2-этажные дома, школы и др.) нормально эксплуатируются. Сейчас в Краснодарском крае строятся усадебные дома и секционные двухэтажные здания с короткими (до 3 м) сваями из цементогрунта диаметром 0,5 м. Построено 17 зданий, насосная станция, административно-бытовой двухэтажный корпус. Этот опыт дал положительные результаты. Стоимость 1 м³ цементогрунта свай составляет в зависимости от грунтовых условий, количества цемента и технологии изготовления 8...12 р., что на 5...10 р. дешевле тяжелого бетона. При этом снижается расход металла и исключается применение дефицитного крупного заполнителя. Фундаменты из цементогрунта рекомендованы для внедрения научно-производственно-технической программой «Металл-90», утвержденной Госстроем СССР в 1987 г.

ЦНИИЭПсельстрой и ВНИИОСП с участием других организаций разработали ведомственные строительные нормы «Проектирование и устройство фундаментов из цементогрунта для малоэтажных сельских зданий» ВСН-40—88, утвержденные бывш. Госагропромом СССР по согласованию с Госстроем СССР.

Одним из узловых вопросов ВСН является нормирование расчетных сопротивлений цементогрунта. Нормирование расчетных сопротивлений для тяжелых, ячеистых и пористых бетонов рассмотрено в [1, 2], а также регламентированы СНиП 2.03.01—84, ГОСТ 18105—86 и др.

Исследования ВНИИОСП и ЦНИИЭПсельстрой показали, что цементогрунт, приготовляемый непосредственно на строительной площадке в скважинах, отличается повышенной неоднородностью. Кроме того, скорость его твердения значительно медленнее, чем обычного бетона, поэтому его прочность определяется в возрасте 90, а не 28 сут. Плотность цементогрунта при незначительных уплотняющих давлениях 0,1...0,15 МПа колеблется от 1,6 до 1,9 т/м³. Расход цемента по отношению к массе сухого грунта колеблется от 15 до 25% в зависимости от гранулометрического состава грунта и требований к цементогрунту. При этих условиях прочность цементогрунта сжатия составляет 2...8 МПа, морозостойкость 15...50 циклов замораживания-оттаивания (марка по морозостойкости F15...F50). При введении добавок, например полизоцианата, морозостойкость можно повысить до F100. Водопоглощение цементогрунта изменяется от 15 до 18%.

Среднее экспериментальных значений временного сопротивления цементогрунта сжатию определяется по известной формуле

$$R_m = \frac{\sum_1^n R_i}{n}, \quad (1)$$

где R_i — временное сопротивление при отдельном определении ($i=1...n$), среднее квадратичное отклонение R_i от R_m равно:

$$S_m = \sqrt{\frac{\sum_1^n (R_i - R_m)^2}{n - 1}}. \quad (2)$$

Коэффициент вариации прочности определяется по ГОСТ 18105—86

$$V = \frac{S_m}{R_m}. \quad (3)$$

Среднее временное сопротивление сжатию нормируется. В старых нормах по бетонным и железобетонным конструкциям R_m представляло собой кубиковую прочность или временное сопротивление, отвечающее проектной марке бетона по прочности на сжатие M .

В соответствии с рекомендациями ЕКБ и другими международными документами соотношение между нормативным сопротивлением R_n (класс бетона по прочности на сжатие B) и вычисленными по формуле (1), отвечающим проектной марке, выражается по ГОСТ 25192—86:

$$B = R_n = R_m (1 - t), \quad (4)$$

где t — коэффициент, характеризующий принятую при проектировании обеспеченность класса бетона по прочности.

Согласно [1, 2] и ГОСТ 20522—75 коэффициент t принимается по СНиП 2.03.01—84 при доверительной вероятности нормативного сопротивления 0,95 равным 1,64. Для тяжелых бетонов и бетонов на пористых заполнителях, как показали опытные исследования на заводах по изготовлению сборных железобетонных изделий, коэффициент вариации можно принять равным 0,135. Это значение V принято в новых нормах СНиП 2.03.01—84.

Для цементогрунта коэффициент V больше, чем для тяжелых и пористых бетонов. По опытным данным для легких супесей и суглинков он близок к 0,18...0,2.

Если сохранить значение $t=1,64$, то при $V=0,18$ формулу (4) можно представить в виде

$$B = R_n = 0,71 R_m, \quad (5)$$

В расчетах используют призмную прочность бетонов R_{bn} , определяемую по формуле

$$R_{bn} = R_n (0,77 - 0,001 R_n), \quad (6)$$

(для тяжелых бетонов R_{bn} принимается не менее $0,72 R_n$).

Расчетное сопротивление R_b цементогрунта получают по отношению

$$R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bc}}, \quad (7)$$

где γ_{bc} — коэффициент надежности по бетону при сжатии.

В СНиП 2.03.01—84 для тяжелых бетонов $\gamma_{bc}=1,3$, а для ячеистых — 1,5. В [1] отмечается, что для бетонов на пористых заполнителях группы Б на цементном вяжущем при безавтоматической обработке коэффициент γ_{bc} должен приниматься равным 1,75.

Цементогрунт по плотности приближается к тяжелому бетону ($\rho=1,7...1,9$ т/м³), поэтому коэффициент γ_{bc} должен быть принят ближе к 1,3. Учитывая недостаточность имеющихся данных для более обоснованного значения γ_{bc} , при обработке более 300 определений с частными выборками с $\sum n_i$ близкими к 30, принято с некоторой осторожностью $\gamma_{bc}=1,4$.

В таблице приведены значения R_{bn} и R_b .

Класс цементогрунта по прочности на сжатие	R_{bn} , МПа	R_b , МПа	R_m , МПа
B2,5	1,9	1,4	3,6
B3,5	2,7	1,9	5,1
B5	3,8	2,7	7,2
B7,5	5,7	4,1	10,9

Данные нормативные и расчетные характеристики цементогрунта позволят более обоснованно назначать классы и требуемую прочность цементогрунта.

Как показали исследования, сопротивление цементогрунта растяжению составляет 0,1...0,2 сопротивления цементогрунта сжатию.

В разработанных нормах рассматриваются конструкции цементогрунта, работающие только на сжатие, поэтому в статье не рассматривается нормирование сопротивлений цементогрунта растяжению.

Приведенные в таблице значения призмной прочности цементогрунта включены в ВСН-40—88.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Гвоздев А. А., Дмитриев А. С., Гуца Ю. П. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1978. — С. 19—29.
- Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1976. — С. 106—110.

Г. А. АЙРАПЕТОВ, д-р техн. наук, проф.,
А. И. ПАНЧЕНКО, Г. В. НЕСВЕТАЕВ, кандидаты техн. наук
(Грозненский нефтяной ин-т)

Оперативный контроль морозостойкости бетона

В нашей стране выпускают значительное количество железобетонных изделий и конструкций, к которым предъявляются требования по гарантированной морозостойкости. С каждым годом все шире используют легкие бетоны с марками по морозостойкости до F500, что обуславливает потребность в оперативном контроле их качества по морозостойкости.

Согласно ГОСТ 10060—87 морозостойкость конструкционного бетона проверяют тремя методами, но только способ, основанный на циклическом замораживании — оттаивании образцов в 5%-ном растворе хлорида натрия при температуре замораживания —50...—55°C, является относительно оперативным. Однако этот метод неприемлем для контроля морозостойкости конструкционно-теплоизоляционных бетонов, составляющих 85% всех легких бетонов на искусственных пористых заполнителях [1]. Для контроля по этому методу используют образцы-кубы с ребром 70 мм, что ограничивает наибольший размер заполнителя 10 мм, а для производства конструкционно-теплоизоляционных бетонов применяют пористые заполнители фракций 5...20 и 20...40 мм. К тому же при испытании по этому методу ГОСТ 10060—87 предусматривает циклическое замораживание — оттаивание от 3 до 15 раз для наиболее распространенных марок бетонов по морозостойкости при продолжительности одного цикла 7...11 ч, т. е. время испытаний составляет в среднем несколько суток.

В связи с этим в нашей стране и за рубежом разрабатывают ускоренные методы определения морозостойкости. Большинство из них предназначено для тяжелых бетонов. Проблема оперативного контроля морозостойкости легких бетонов остается актуальной.

В Грозненском нефтяном институте предложен способ оперативного контроля морозостойкости бетонов, основанный на оценке условной величины, характеризующей уровень внутренних растягивающих напряжений в замораживаемом бетоне в дальнейшем — уро-

вень напряжений. Способ применим для легких и тяжелых бетонов.

Как известно, замораживание водонасыщенного бетона вызывает в его структуре значительные внутренние напряжения, обусловленные фазовым переходом воды и различием температурных деформаций компонентов бетона. Уровень этих напряжений, т. е. отношение суммарных внутренних напряжений при замораживании к локальной прочности структуры на растяжение характеризует стойкость бетона при циклическом замораживании — оттаивании [2].

При dilatометрических исследованиях наблюдается различие деформаций водонасыщенного и высушенного до

постоянной массы образцов. Разность деформаций образцов характеризует напряжения в структуре при замораживании и морозостойкость бетона. Экспериментально установлена зависимость морозостойкости газобетона от разности деформаций при замораживании водонасыщенного и сухого образцов [3].

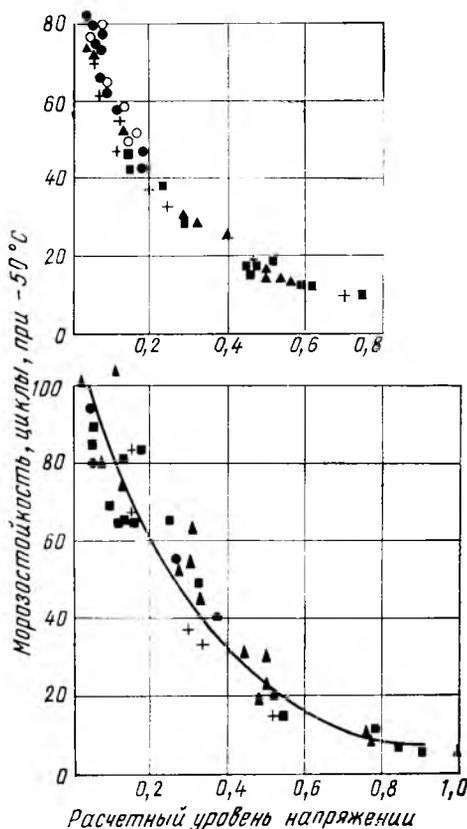
Для получения аналогичной зависимости для любых бетонов следует учитывать не разность деформаций $\Delta \epsilon$, а обусловленный ею уровень напряжений $U(\sigma_F)$, поскольку в зависимости от упругих свойств материала E одна и та же разность деформаций $\Delta \epsilon$ вызывает разные напряжения σ_F , воздействие которых в зависимости от прочности структуры на растяжение R_t приводит к различной степени разрушения материала.

Авторами установлена зависимость морозостойкости от уровня внутренних растягивающих напряжений в замораживаемом бетоне, обусловленном фазовым переходом воды, на основании которой разработан способ оперативного контроля морозостойкости. Условно принята модель замораживаемого бетона в виде изотропного упругопластичного тела с постоянными показателями прочности на растяжение R_t и модуля упругости E , равными этим показателям цементного камня в составе бетона. Уровень напряжений в структуре при замораживании

$$U(\sigma^F) = \frac{\Delta \epsilon E_c \lambda}{R_t}, \quad (1)$$

где $\Delta \epsilon$ — наибольшая разность деформаций сухого и водонасыщенного образца, определенная для каждого образца по dilatометрической кривой на первом цикле замораживания; E_c — начальный модуль упругости цементного камня до замораживания; R_t — прочность на растяжение цементного камня; λ — коэффициент упругопластических деформаций бетона: $\lambda = 0,3$.

В связи с тем что цементный камень в сравнении с бетоном в большей степени соответствует модели изотропного упругопластичного тела, на первом эта-



Зависимость морозостойкости цементного камня и бетона от уровня напряжений по формуле (1)

● — НЦ-20 марки 400, ○ — то же марки 500;
▲ — НЦ-10 марки 400; ■ — то же марки 500;
+ — ПЦ марки 400

Серия	Марка цемента	Расход цемента, кг/м ³	Плотность бетона, кг/м ³	Прочность бетона, МПа	Морозостойкость бетона при -50°C, циклы
1-5	400, 500	260	1100-1400	12-17	5-11
6-30	400, 500	330	1200-1400	17-25	19-101
31-35	500	360	1300-2400	23-38	11-105
36	400	400	1400	23	16

не исследований установили зависимость морозостойкости цементного камня от уровня напряжений, определенных по формуле (1). Для экспериментов использовали образцы размером 40×40×160 мм, изготовленные из цементного теста с В/Ц=0,3, твердевших в нормальных условиях, а также прошедших ТВО при $t_{нз}=55$ или 85°C. Всего испытали 26 серий образцов из цемента марок 400 и 500 пяти заводов. Как видно из рисунка, существует зависимость морозостойкости цементного камня от уровня напряжений, подсчитанных по формуле (1). Эта зависимость явилась основанием для проведения второго этапа исследований с целью получения аналогичной зависимости при замораживании бетонов.

Для опытов применили образцы из керамзитобетона и тяжелого бетона размером 100×100×400 мм на тех же цементах. Заполнителями служили керамзитовый гравий четырех заводов марок по прочности П75..П200 и известняковый щебень. Более половины составов включали пластифицирующую

добавку ЛСТ. До испытаний образцы твердели в нормальных условиях или были пропарены по различным режимам (см. таблицу).

Испытания на морозостойкость осуществляли в возрасте 1 мес при температуре замораживания -50°C, подготовив образцы согласно ГОСТ 10060-76. Морозостойкость оценивали по остаточным деформациям расширения на основании предварительно полученной зависимости снижения прочности испытуемых образцов от остаточных деформаций (см. рисунок).

Из рисунка следует, что и для бетона существует зависимость между морозостойкостью и уровнем напряжений, определенным по формуле (1). Коэффициент корреляции составил 0,91. Зависимость описывается эмпирической функцией

$$F = 110,7 \cdot 0,05^{U(\sigma_F)} \quad (2)$$

Таким образом, экспериментально доказана зависимость морозостойкости от уровня внутренних напряжений в замораживаемом бетоне, обусловленного

фазовым переходом воды. Она положена в основу нового способа определения морозостойкости бетонов, основанного на однократном замораживании бетонных образцов до -50°C, построении дилатометрической кривой, установлении ее наибольшего аномального отклонения, модуля упругости и предела прочности на растяжение цементного камня в бетоне, а также морозостойкости по формулам (1), (2). Модуль упругости и предел прочности на растяжение определяют на образцах из цементного камня с истинным В/Ц, твердевших в тех же условиях, что и испытуемый бетон, по методикам ГОСТ 24452-80 и ГОСТ 10180-78.

Разработанный способ можно использовать для оперативного контроля морозостойкости бетонов на заводах ЖБИ, а также при проведении исследований.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Искусственные пористые заполнители и легкие бетоны на их основе: Справ. пособие / С. Г. Васильков, С. П. Онацкий, М. П. Элинзон и др.; Под ред. Ю. П. Горлова. — М.: Стройиздат, 1987, 304 с.
- Шейкин А. Е., Чеховский Ю. В., Бруссер М. И. Структура и свойства цементных бетонов. — М.: Стройиздат, 1979, 344 с.
- Ускоренное прогнозирование морозостойкости ячеистых бетонов / Г. И. Горчаков, А. П. Меркин, С. Н. Левин, А. Д. Дикун // Бетон и железобетон. — 1975. — № 9. — С. 23-24.

УДК 666.973.2:691.31

Л. И. ДВОРКИН, д-р техн. наук, проф.,
В. Н. МАРЧУК, инж. (Украинский ин-т инженеров водного хозяйства)

Оптимизация составов литых шлакодержащих бетонов

В современном строительстве широко применяются литые бетоны с добавками суперпластификаторов. Накоплен значительный опыт их производства на традиционных заполнителях из горных пород. Однако в районах, испытывающих дефицит в качественных природных материалах, можно использовать топливные шлаки. По сравнению с традиционными материалами, они обладают повышенной макро- и микропористостью, развитой поверхностью зерен, гидравлической активностью и т. д. Для учета этих факторов при проектировании составов бетона эффективен метод математического планирования эксперимента, существенно облегчающий исследования, анализ

Таблица 1

Факторы	Уровень варьирования		
	-1	0	+1
Доля щебня в смеси заполнителей $r_{щ}^{x_1}$	0,0	0,33	0,66
Доля шлака в мелком заполнителе $r_{ш}^{x_2}$	0,0	0,5	1,0
Водопотребность щебня $B_{щ}, \%^{x_3}$	1,5	2,5	3,5
То же шлака $B_{ш}, \%^{x_4}$	7,0	9,0	11,0
То же песка $B_{п}, \%^{x_5}$	5,0	10,0	15,0
Ц/В x_6	1,3	1,9	2,5

сложных многокомпонентных систем и принятие обоснованных решений, наилучшим образом удовлетворяющих поставленным целям [1].

С применением факторного планирования эксперимента получили комплекс полиномиальных математических моделей, для чего провели эксперимент по плану B_6 [2]. Условия планирования эксперимента и интервалы варьирования приведены в табл. 1.

Уровни варьирования факторов выбрали таким образом, чтобы учесть влияние особенностей заполнителей и составов бетонных смесей в широком диапазоне и получить бетоны, наиболее широко используемые на предприятиях

Заполнитель	Водопотребность, %	Полные остатки, %, на ситах с размером отверстий, мм							
		10	5	2,5	1,25	0,63	0,315	0,14	<0,14
Песок	5	—	—	—	—	82,1	98,2	99,1	100
	10	—	—	3,9	8,7	24,6	73,5	98,0	100
	15	—	—	0,3	1,1	5,1	50,8	96,8	100
Шлак	7	9,8	41,2	88,8	95,0	98,1	98,3	99,5	100
	9	—	15,0	70,2	79,3	86,1	92,8	97,1	100
	11	—	7,7	47,7	68,4	83,8	90,9	96,2	100

строиндустрии. Качество заполнителей в значительной степени характеризуется их водопотребностью, определяемой по методике [1]. Шлакобетонные смеси готовили с применением щебня фракций до 40 мм, шлака Бурштynской ГРЭС, кварцевого песка, портландцемента марки 400 Здолбуновского ЦШК, суперпластификатора С-3 (0,5% массы цемента). Водопотребность заполнителей регулировали изменением зернового состава при смешивании различных фракций. Гранулометрический состав шлака и песка представлен в табл. 2. Осадка конуса бетонной смеси принята равной 20... 22 см. Продолжительность ТВО составляла 14 ч по режиму 3+4+8+4 ч при $t_{пз}=85^{\circ}\text{C}$.

В результате статистической обработки экспериментальных данных получены адекватные при доверительной вероятности 95% уравнения водопотребности y_b , прочности бетона при сжатии через 4 ч $y_{R_1}^{TBO}$ и 28 сут $y_{R_{28}}^{TBO}$ после ТВО, а также коэффициентов эффективности использования цемента $y_{k_1}^{\text{э}}$ и $y_{k_{28}}^{\text{э}}$:

$$y_b = 238,6 - 20,7 x_1 - 3,4 x_2 - 5,5 x_3 + 8,4 x_4 + 10 x_5 + 4 x_1^2 + 26,5 x_2^2 + 1,5 x_3^2 - 1 x_4^2 + 2,5 x_5^2 + 12,1 x_{12} + 5,6 x_{13} - 5,1 x_{15} + 8,5 x_{24} - 10 x_{25}; \quad (1)$$

$$y_{R_1}^{TBO} = 18,9 + 2,1 x_1 + 1 x_2 + 0,4 x_3 + 0,5 x_4 + 0,5 x_5 + 8,9 x_6 - 0,8 x_1^2 - 2 x_2^2 + 0,3 x_3^2 - 0,7 x_4^2 + 1,1 x_5^2 + 1,5 x_6^2 - 1,3 x_{12} - 0,4 x_{13} - 0,3 x_{15} + 0,7 x_{16} - 0,3 x_{23} + 0,3 x_{24} - 0,2 x_{25} + 0,7 x_{36} - 0,9 x_{34} - 0,3 x_{35} - 0,8 x_{45}; \quad (2)$$

$$y_{R_{28}}^{TBO} = 30,9 + 2,5 x_1 + 2,5 x_2 + 1,3 x_3 + 1,8 x_4 + 1,8 x_5 + 13 x_6 + 0,4 x_1^2 - 1,5 x_2^2 + 1,3 x_3^2 - 1 x_4^2 + 0,9 x_5^2 - 0,8 x_6^2 - 1,4 x_{12} - 0,6 x_{13} - 0,8 x_{14} - 0,8 x_{15} + 2 x_{16} - 1,1 x_{23} - 1,3 x_{25} + 2,4 x_{26} - 0,3 x_{34} - 0,4 x_{35} - 0,3 x_{45}; \quad (3)$$

$$y_{k_1}^{\text{э}} = R_1^{TBO}/0,1 \text{ Ц} = 0,415 + 0,065 x_1 + 0,016 x_2 + 0,005 x_3 + 0,069 x_6 - 0,071 x_1^2 - 0,08 x_2^2 + 0,009 x_3^2 - 0,01 x_4^2 + 0,019 x_5^2 - 0,009 x_6^2 - 0,033 x_{12} - 0,021 x_{13} - 0,01 x_{15} + 0,008 x_{16} + 0,009 x_{23} + 0,005 x_{25} + 0,06 x_{26} - 0,01 x_{34} - 0,015 x_{35} - 0,07 x_{36} - 0,01 x_{46} - 0,008 x_{46} - 0,005 x_{66}; \quad (4)$$

$$y_{k_{28}}^{\text{э}} = R_{28}^{TBO}/0,1 \text{ Ц} = 0,772 + 0,082 x_1 - 0,015 x_2 + 0,008 x_3 + 0,006 x_5 + 0,095 x_6 - 0,028 x_1^2 - 0,118 x_2^2 - 0,021 x_3^2 + 0,026 x_4^2 - 0,043 x_5^2 - 0,003 x_6^2 - 0,05 x_{12} + 0,013 x_{14} - 0,021 x_{15} - 0,005 x_{23} + 0,009 x_{26} + 0,01 x_{34} - 0,015 x_{35} - 0,021 x_{36} + 0,008 x_{45} - 0,009 x_{46} - 0,029 x_{66}. \quad (5)$$

В качестве критерия оптимизации целесообразно принять коэффициент эффективности использования цемента. Поскольку факторами, характеризующими макимальный коэффициент эффективности использования цемента, а следовательно и минимальный расход цемента при определенной его активности, являются доля щебня в смеси заполнителей и доля шлака в мелком заполнителе, факторы x_1, x_2 рассмотрим как параметры оптимизации. В области варьирования они принимают несколько значений. Формулы оптимальных долей щебня и шлака получают дифференцированием уравнений коэффициента эффективности использования цемента. Решение задачи оптимизации состава литого шлакобетона сводится к решению систем уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial K_1^{\text{э}}}{\partial x_1} &= 0; \\ \frac{\partial K_1^{\text{э}}}{\partial x_2} &= 0; \\ y_{R_1}^{TBO} &= f(x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6); \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial K_{28}^{\text{э}}}{\partial x_1} &= 0; \\ \frac{\partial K_{28}^{\text{э}}}{\partial x_2} &= 0; \\ y_{R_{28}}^{TBO} &= f(x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6). \end{aligned} \right\} \quad (6')$$

В результате получим формулы долей щебня и шлака в смеси заполнителей, а также Ц/В в зависимости от водопотребности песка, шлака и щебня для отпускной и проектной прочности.

При расчете состава литого шлакобетона сначала рассчитывают Ц/В. Окончательно выбирают минимальное Ц/В, обеспечивающее отпускную и марочную прочность. Затем по формулам, соответствующим выбранному Ц/В, устанавливают долю щебня и шлака в смеси заполнителей:

$$\left. \begin{aligned} \text{для отпускной} \\ x_1 &= 0,456 - 0,036 x_3 + 0,027 x_4 - 0,082 x_5 + 0,05 x_6 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

$$x_2 = 0,006 + 0,28 x_3 + 0,024 x_4 + 0,048 x_5 + 0,027 x_6$$

и проектной прочности

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= 0,47 - 0,081 x_3 - 0,02 x_4 - 0,105 x_5 + 0,154 x_6; \\ x_2 &= 0,088 - 0,015 x_3 - 0,035 x_4 - 0,011 x_5 + 0,144 x_6. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Переход к натуральным значениям достигается с помощью формулы преобразования

$$x_i = \frac{\tilde{x}_i - \tilde{x}_{i0}}{\Delta \tilde{x}_i}, \quad (9)$$

где x_i, \tilde{x}_i — факторы в кодированных и натуральных единицах; x_{i0} — фактор на основном уровне в натуральных единицах; $\Delta \tilde{x}_i$ — интервал варьирования в натуральных единицах.

Полученные формулы цементно-водного отношения можно интерпретировать в виде номограммы (рис. 1), позволяющей определять необходимое Ц/В в зависимости от требуемой проектной и отпускной прочности, а также качества исходных материалов.

Расход воды для достижения литой смеси находим из модели водопотребности (1) или из номограммы (рис. 2), построенной в результате обработки этой модели, в зависимости от состава смеси заполнителей и их качества.

Расход цемента получаем из выражения

$$\text{Ц} = \text{Ц/В} \cdot \text{В}. \quad (10)$$

Расходы песка, щебня и шлака определяем в следующей последовательности:

$$\left. \begin{aligned} r_{\text{ш}} &= r_{\text{ш}}'; \\ r_{\text{п}} &= r - r_{\text{ш}}. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

где $r = 1 - r_{щ}$;

$$\text{Щ} = r_{щ} k;$$

$$\text{П} = r_{п} k;$$

$$\text{Ц} = r_{ц} k;$$

$$k = \frac{1000 - \frac{\text{Ц}}{\rho_{п}} - \frac{\text{В}}{\rho_{в}}}{\frac{r_{щ}}{\rho_{щ}} + \frac{r_{п}}{\rho_{п}} + \frac{r_{ц}}{\rho_{ц}}}$$

($\rho_{п}$, $\rho_{в}$, $\rho_{щ}$, $\rho_{п}$, $\rho_{п}$ — истинная плотность цемента, воды, щебня, шлака, песка).

При проектировании состава литого шлакосодержащего бетона класса В22,5 с отпускной прочностью 50% для условий Ровенского ДСК при использовании кварцевого песка Полянского месторождения ($M_k = 2,09$, $V_n = 10\%$, $\rho_n = 2,69$ г/см³), щебня Вывогово карьера ($D_{max} = 20$ мм, $V_{щ} = 2,5\%$, $\rho_{щ} = 2,61$ г/см³), шлака Бурштынской ГРЭС ($M_k = 4,22$, $V_{щ} = 9\%$, $\rho_{щ} = 2,45$ г/см³) использовали портландцемент марки 400, суперпластификатор С-3 (0,5% массы цемента).

По рис. 1 устанавливаем необходимое Ц/В=1,8.

По формулам (8) рассчитываем оптимальную долю щебня в смеси заполнителей и оптимальную долю шлака в мелком заполнителе:

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= 0,47 - 0,081 \cdot 0 - 0,02 \cdot 0 - \\ &- 0,105 \cdot 0 + 0,154 (-0,17) = \\ &= 0,444; \\ x_2 &= 0,088 - 0,015 \cdot 0 - 0,035 \cdot 0 - \\ &- 0,011 \cdot 0 + 0,144 (-0,17) = \\ &= 0,064. \end{aligned} \right\}$$

В натуральных единицах (формула (9))

$$\left. \begin{aligned} r_{щ} &= 0,33 \cdot 0,444 + 0,33 = 0,48; \\ r_{щ}' &= 0,5 \cdot 0,064 + 0,5 = 0,53. \end{aligned} \right\} (11)$$

Определяем расход воды по рис. 2: $V = 232$ кг/м³. Расход цемента расчи-

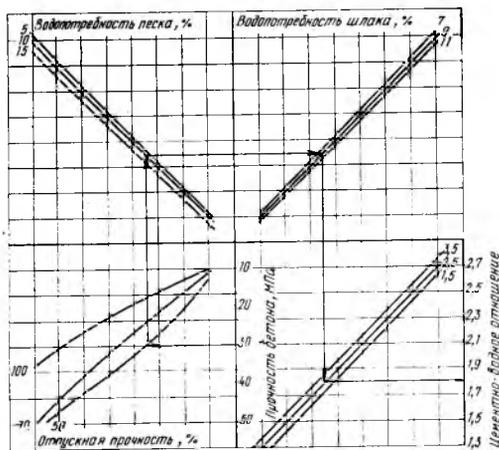


Рис. 1. Номограмма определения цементно-водного отношения

Линия 50%-ной отпускной прочности получена из модели прочности пропаренного бетона в возрасте 28 сут; линии 70- и 100%-ной отпускной прочности — через 4 ч после ТВО

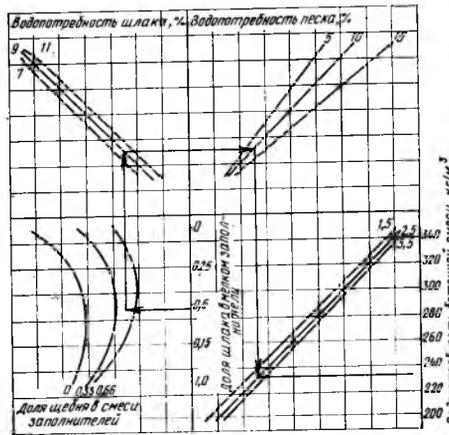


Рис. 2. Номограмма определения водопотребности бетонной смеси

тываем по выражению (10) — $\text{Ц} = 418$ кг/м³. Расход добавки $D = 2,09$ кг/м³.

Находим расчетные значения оптимальной доли шлака $r_{щ}$ и песка $r_{п}$ в смеси заполнителей по формулам (11):

$$r = 1 - 0,48 = 0,52;$$

$$r_{щ} = 0,53 \cdot 0,52 = 0,28;$$

$$r_{п} = 0,52 - 0,28 = 0,24.$$

По зависимостям (12) устанавливаем расход щебня, шлака и песка: $K = 1634$, $\text{Щ} = 485$, $\text{П} = 392$ кг/м³.

Результаты исследований явились основой для разработки составов литых шлакосодержащих бетонов на шлаке Бурштынской ГРЭС для Ровенского ДСК.

Полученные модели свойств литой шлакосодержащей смеси и бетона проверены для кассетной технологии на щебне, шлаке и песке с изменением свойств в широком диапазоне на одного поставщика (с постоянным химическим составом). С изменением технологии или химического состава заполнителей необходима адаптация моделей с помощью известных алгоритмов [3].

Рассмотренный метод оптимизации составов литых шлакосодержащих бетонов является частным случаем оптимизации многокомпонентных бетонных смесей (с наполнителями, химическими добавками и т. д.) на стадии проектирования, которую во многих случаях можно записать [4]:

$$\sum_{i=1}^k y_i \leq \sum_{i=1}^k y_i^0 \text{ при } \text{Ц} \rightarrow \min, (12)$$

где $\sum y_i$ — расчетные показатели проек-

тных свойств бетонов; $\sum y_i^0$ — заданные проектные показатели.

С применением статистических мето-

дов находят квадратические уравнения регрессии

$$y_i = f(r_1, r_2, \dots, r_{n-1}, a_1, a_2, \dots, a_n, \varphi), (13)$$

где r_1, r_2, \dots, r_{n-1} — объемные или массовые доли композитов; a_1, a_2, \dots, a_n — показатели качества композитов; φ — ключевой параметр, зависящий от вида бетона: для цементных бетонов это цементно-водное отношение, для полимерных бетонов — полимерно-песчаное отношение и т. д.

В качестве параметра оптимизации выбирают критерий эффективности $K_3 = y_i / \text{Ц}$, для которого находят адекватную модель (14). Тогда оптимизация состава бетона заключается в решении систем уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial K_3}{\partial r_1} &= 0; \\ \frac{\partial K_3}{\partial r_2} &= 0; \\ &\dots \\ \frac{\partial K_3}{\partial r_{n-1}} &= 0; \end{aligned} \right\} (14)$$

$$y_i = f(r_1, r_2, \dots, r_{n-1},$$

$$a_1, a_2, \dots, a_n, \varphi).$$

$$\text{где } r_1 = \frac{R_1}{R_1 + R_2 + \dots + R_n},$$

$$r_2 = \frac{R_2}{R_2 + \dots + R_n}, \dots,$$

$$r_{n-1} = \frac{R_{n-1}}{R_{n-1} + R_n};$$

R_1, R_2, \dots, R_n — удельные расходы компонентов; a_1, a_2, \dots, a_n^0 — заданные показатели качества компонентов; $a_1 = a_1^0$, $a_2 = a_2^0, \dots, a_n = a_n^0$.

В результате дифференцирования получают формулы для расчета оптимальных долей компонентов, которые в системе (15) позволяют найти ключевой параметр φ , обеспечивающий требуемое значение y_i . Окончательно выбирают оптимальное φ , которое позволяет выполнить условие (13), и соответствующие R_1, R_2, \dots, R_n .

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Баженов Ю. М. Технология бетона. Учеб. пособие для вузов. — М.: Высшая школа, 1987, 415 с.
2. Рекомендации по применению методов математического планирования эксперимента в технологии бетона. — М.: НИИЖБ, 1982, 103 с.
3. Дворкин Л. И., Гиль В. С. Адаптивная модель водопотребности бетонной смеси // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1987. — № 9. — С. 62—65.
4. Дворкин Л. И. Оптимальное проектирование составов бетона. — Львов: Вища школа, 1981, 160 с.

УДК 693.546.4

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

Средства объемного виброформования крупноразмерных железобетонных деталей

Успешное осуществление программы капитального строительства в нашей стране в текущей и последующих пятилетках настоятельно требует повышения технического уровня существующих строящихся предприятий сборного железобетона.

Следует отметить, что конкурентоспособность сборных железобетонных изделий по сравнению с монолитным бетоном, металлическими и другими строительными конструкциями в отношении стоимости, долговечности и сроков строительства заметно снижается [1]. Это требует совершенствования проектирования и заводской технологии сборного железобетона. Одно из таких направлений — это рациональное укрупнение сборных железобетонных изделий и повышение их технологичности. Современная грузоподъемная и транспортная техника открывает такую возможность, а объемное формование крупноразмерных конструкций на виброплощадках большой грузоподъемности или в стационарных виброформах позволяет снизить трудовые затраты на изготовление, повысить их качество.

Встречающееся нередко мнение, что с увеличением грузоподъемности виброплощадок растут удельные металлоемкость и энергопотребление, опровергается практикой. На рис. 1 приведены удельные показатели для наиболее массовых блочных виброплощадок типа СМЖ и низкочастотных виброплощадок с пространственными колебаниями типа ВПГ. Удельная металло- и энергоемкость в пределах грузоподъемности виброплощадок 8...60 т резко уменьшается. Особенно это очевидно для виброплощадок типа ВПГ. Например, виброплощадка ВПГ-50М2 грузоподъемностью до 60 т имеет удельные показатели соответственно 4 кг/м²·т и 0,25 кВт/м²·т.

При дальнейшем увеличении грузоподъемности этих вибромашин до 120...200 т их удельные показатели, как свидетельствуют предварительные расчеты, будут снижаться.

Виброплощадка типа ВПГ рамного типа с пространственными колебаниями

подвижной рамы имеет простую конструкцию, надежна и удобна в эксплуатации, может эксплуатироваться на открытых полигонах круглогодичного действия. Различные типоразмеры виброплощадок унифицированного ряда включают 1...2 вибровозбудителя с вертикальным валом и 8...16 упругих резино-металлических опор, которые опираются непосредственно на фундаментную плиту приведенной толщины 500...600 мм. При частоте колебаний 24 Гц они не создают сверхнормативных шума и вибрации на рабочих местах. Подвижные рамы виброплощадок коробчатого сечения сварены из швеллеров и стальной листа, выполненных из стали спокойной плавки, технологичны в изготовлении.

Например, виброплощадка ВПС-24М грузоподъемностью 24 т имеет центральное расположение заглубленного вибровозбудителя (рис. 2) и предназначена для формования изделий в формах размером в плане 3×12 м из тяжелого бетона и керамзитобетона. Форма свободно устанавливается на подвижную раму виброплощадки и ограничивается от сползания поперечными упорами. Подвижная рама кроме центрального окна имеет дополнительные окна для облегчения. Такие виброплощадки несколько лет успешно используют на заводах ЖБИ ПО «Кременчугжелезобетон» и др. Минимум комплектующих изделий: один электродвигатель, четыре роликовых подшипника и четыре клиновых ремня —

Техническая характеристика	виброплощадок типа ВПГ				
	ВПГ-2×14М	ВПС-24М	ВПС-24×2	ВПГ-50М2	БПГ-100
Максимальная грузоподъемность, т	25	24	48	60	100
Частота колебаний, Гц	24	24	24	24	24
Максимальные габариты формируемого изделия, м	2×14	3×12	3×24	3×15	3×16
Число электродвигателей, шт.	1	1	2	2	2
Мощность электродвигателя, кВт	22	22	22	22	30
Масса виброплощадки, т	11,5	8,1	16,2	16,0	19,2
Типы формируемых изделий	Сваи, балки, колонны	Плиты 1,5×12 и 3×12 м, сваи	Плиты 3×18 и 3×24 м, сваи	Плиты фундаментов, балки, колонны, изделия меньших габаритов в кассетных формах	Плиты фундаментов, балки, колонны, изделия меньших габаритов в кассетных формах

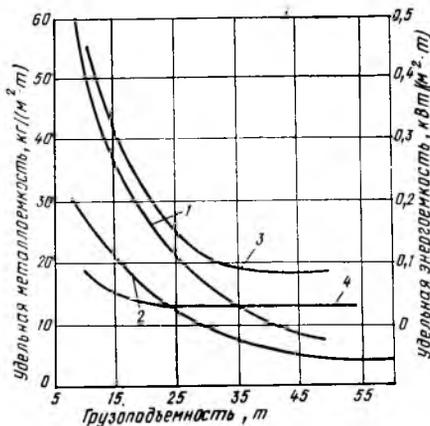


Рис. 2. Зависимость удельных показателей виброплощадок от их грузоподъемности

1 — удельная металлоемкость виброплощадок типа СМЖ; 2 — то же типа ВПГ; 3 — удельная энергоёмкость виброплощадок типа СМЖ; 4 — то же типа ВПГ

выгодно отличает эту виброплощадку от других подобной грузоподъемности.

На виброплощадке ВПС-24×2, выполненной из двух жестко состыкованных виброплощадок ВПС-24М, используя эффект самосинхронизации независимых вибровозбудителей, можно формовать изделия размером 3×24 м и общей массой вместе с формой до 48 т.

Виброплощадка ВПГ-50М2 грузоподъемностью до 60 т (рис. 3) составлена путем жесткой стыковки двух виброплощадок ВПГ-25М2, имеет вибровозбудители, размещенные на торцах подвижной рамы и выше ее рабочей поверхности, реализующие эффект самосинхронизации, что обеспечивает пространственные, преимущественно поперечные колебания подвижной рамы вместе с формой. Приподнятое расположение вибро-

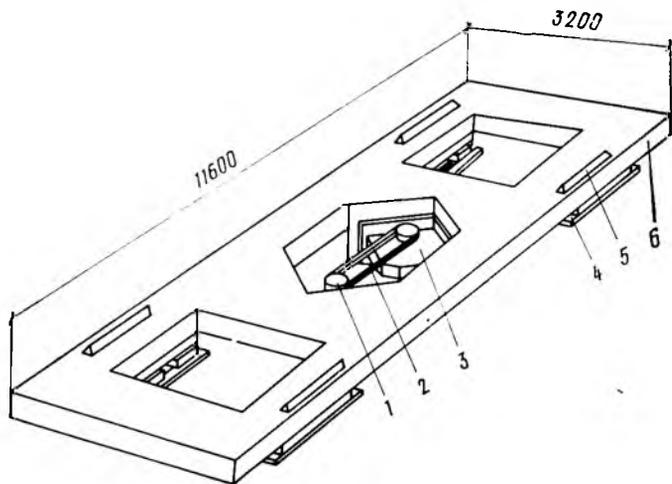


Рис. 2. Низкочастотная виброплощадка ВПС-24М

1 — приводной электродвигатель; 2 — клиноременная передача; 3 — вибровозбудитель с вертикальным валом; 4 — упругие опоры; 5 — жесткие опоры; 6 — подвижная рама

возбудителей удобно при работе на открытом полигоне круглогодичного действия и возможно при температуре воздуха $+40...-20^{\circ}\text{C}$. Форма от сползания ограничивается поперечными упорами.

Виброплощадки типа ВПГ-50М2 были впервые изготовлены в 70-х годах на заводе ЖБК ПО «Днепроэнергостройпром» (Кировоградская обл.) на технологических линиях, оснащенных мостовыми кранами грузоподъемностью 75 т для формирования колонн объемом 11 и 15 м³ каждая из высокомарочной бетонной смеси. Общая продолжительность виброуплотнения смеси с $O.K. = 2...4$ см, укладываемой послойно, в этих случаях составляет 6...11 мин.

Таким образом, применение виброплощадок типа ВПГ для объемного формирования крупноразмерных железобетонных изделий независимо от их конфигурации и насыщенности арматурой вполне оправданно экономически, поскольку гарантирует качественное уплотнение смеси и высокую производительность труда формовщиков-бетонщиков.

В ПО «Днепроэнергостройпром» второй год успешно эксплуатируется виброплощадка ВПГ-100, самая крупная из известных. Она выполнена по схеме виброплощадки ВПГ-50М2 (см. рис. 3), имеет несколько увеличенные размеры по длине и использует резинометаллические опоры удвоенной грузоподъемности. Виброплощадка работает надежно, хотя по сложившимся производственным условиям пока не догружена относительно номинальной производительности.

Виброплощадки унифицированного ряда изготовляют несколько ремонтно-механических заводов строительных министерств согласно ТУ 102-390—85 и ТУ 34-14-10947—85. Основываясь на указанных конструктивных принципах

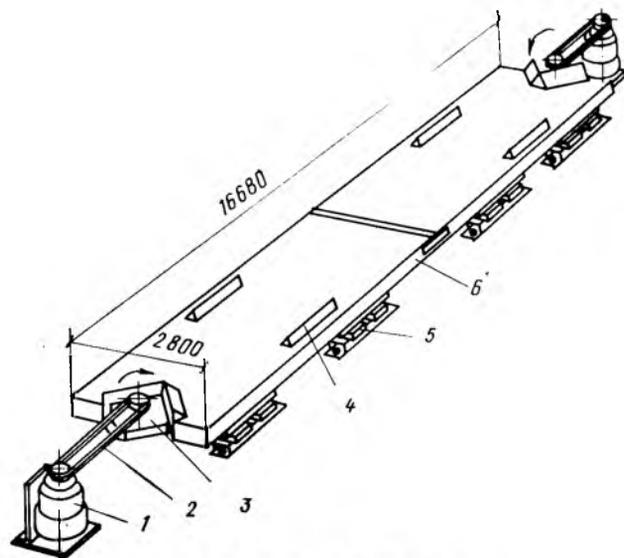


Рис. 3. Низкочастотная виброплощадка ВПГ-50М2

1 — приводной электродвигатель; 2 — клиноременная передача; 3 — вибровозбудитель с вертикальным валом; 4 — жесткие опоры; 5 — упругие опоры; 6 — подвижная рама

нетрудно осуществить виброплощадки типа ВПГ грузоподъемностью 120, 160 и 200 т для формирования плоских и объемных изделий размерами в плане 6×6 , 9×9 , 6×12 , 12×12 и 6×24 м на базе более мощных вибровозбудителей и укрупненных резинометаллических опор.

Ориентировочно общая масса таких виброплощадок будет составлять 30...45 т и суммарная установочная мощность вибропривода 90...150 кВт. Известно, что блочная виброплощадка СМЖ-164 грузоподъемностью 48 т имеет установочную мощность приводных электродвигателей 235 кВт.

По нашему мнению, виброплощадки повышенной грузоподъемности (120...200 т) целесообразно использовать на открытых полигонах возле строящегося объекта в зоне действия монтажного крана для формирования укрупненных фрагментов жилых и промышленных зданий, фундаментов под машины и оборудование, звеньев водопроводных труб большого диаметра, элементов туннелей и галерей, фасонных блоков гидротехнического строительства и т. д.

Применяя быстротвердеющие цементы или прогрев свежесформованных изделий продуктами сгорания газа даже в условиях полигона нетрудно будет выдержать суточный цикл их производства.

При ограниченных средствах на развитие базы и исходя из достаточности изготовления крупноразмерных элементов в количестве 2...3 шт. в сутки или при грузоподъемности кранов, не позволяющей перемещать изделие вместе с формой, целесообразно использовать видоизмененный стендовый способ производства на базе стационарных виброформ. Для этого обычную крупногабаритную переносную или стационарную форму с

паровыми рубашками устанавливают на нужное число упругих опор, а к поддону с торца или посередине длинной стороны жестко прикрепляют одиночный вибровозбудитель с вертикальным валом [2], обеспечивающий пространственные колебания формы, т. е. объемное виброуплотнение всей массы бетонной смеси, уложенной в форму.

В результате вибрационные импульсы передаются на бетонную смесь напрямую, т. е. наиболее эффективно при относительно небольшой вынуждающей силе вибровозбудителя. Общая продолжительность периодического включения вибровозбудителя на одно формирование в этом случае не превышает 5...8 мин. Для дооборудования одной стационарной виброформы общей массой с изделием 50...60 т достаточно установить один вибропривод мощностью 22...30 кВт и 10...16 упругих резинометаллических опор виброплощадок типа ВПГ. Два таких вибропривода и удвоенное число упругих опор обеспечат быстрое и качественное уплотнение бетонной смеси с $O.K. = 2...4$ см в виброформе общей массой до 150 т.

Впервые стационарные виброформы успешно применены по инициативе Московского завода ЖБИ-18. Впоследствии, при нашей консультации, они получили распространение на предприятиях сборного железобетона Украины, Молдавии и Белоруссии.

Например, КТБ НИИЖБа в 1984 г. запроектирована и внедрена виброформа для изготовления преднапряженных плит типа «П» размером 3×18 м.

Весьма удачно использовали стационарные виброформы для изготовления крупноразмерных треугольных плит перекрытия оригинальной конструкции белорусские проектировщики и строители

[3]. По-видимому, для данного случая это оптимальное технологическое решение.

Применение виброплощадок повышенной грузоподъемности и крупногабаритных стационарных виброформ открывает перспективу совершенствования объемно-планировочных решений жилых и промышленных зданий, улучшения технологии сборно-монолитного строитель-

ства, сокращения его сроков и затрат.

КБ «Вибротехника» Полтавского инженерно-строительного института готово вступить в сотрудничество с заинтересованными организациями по проектированию и внедрению низкочастотных виброустройств повышенной грузоподъемности применительно к конкретным

условиям строительной базы (314601, Полтава, Первомайский пр., 24).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Толпыгин В., Егурнев Е. Что нам стоит дом построить//Наука и жизнь. — 1989. — № 1. — С. 2—7.
2. Виноградов Ю. И., Олехнович К. А. Вибровозбудители с вертикальным валом//Строительные и дорожные машины. — 1983. — № 6. — С. 26—27.
3. Сборный железобетонный каркас многоэтажного здания/Г. П. Пастушков, А. В. Зуцки, Д. И. Згировский, С. Г. Смирнов//Бетон и железобетон. — 1988. — № 6. — С. 4—5.

УДК 666.9.046

Б. А. КРЫЛОВ, д-р техн. наук, Е. Н. МАЛИНСКИЙ,
А. И. ЛИ, кандидаты техн. наук, Н. А. УРАКОВ, инж. (НИИЖБ)

Тепловлажностная обработка изделий в гидроаэроциркуляционных камерах с использованием солнечной энергии

Использование возобновляемых источников тепловой энергии (солнечной, геотермальной и др.) — одно из основных направлений решения энергетической программы, обеспечивающее экологически чистый способ значительного сокращения потребления в промышленности топливно-энергетических ресурсов. Он наиболее широко применяется в производстве сборного железобетона, в первую очередь в южных регионах страны. В последние годы в республиках Средней Азии и Закавказья внедряются разработанные НИИЖБом, ВНИПИТеплопроектом и другими организациями различные способы гелиотермообработки железобетонных изделий [1].

Исследованиями и опытным внедрением установлена высокая эффективность этих методов [2], однако выявлены некоторые недостатки: возможность использования их лишь в условиях открытых цехов и полигонов; увеличение производственных площадей (по сравнению с традиционными полигонами, где ТВО осуществляют пропариванием в ямных камерах), а также необходимость завершения технологических процессов формирования изделий (при отсутствии резервного источника тепловой энергии) в первой половине дня.

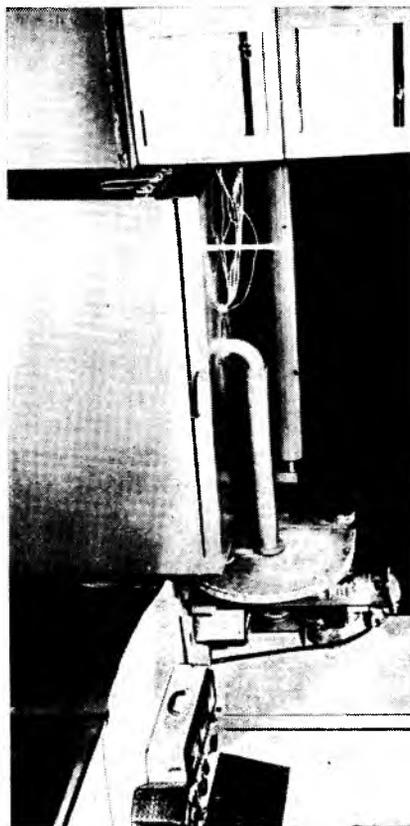
На большинстве же заводов по производству сборного железобетона, как правило, двух- и трехсменный режим работы, технологические линии размещены в закрытых цехах, а в качестве тепловых агрегатов используют камеры ямного типа, термоформы или кассеты с тепловыми отсеками. В этих условиях перевод обработки изделий с пара на сол-

нечную энергию представлялся до последнего времени невозможным, даже при суточном технологическом цикле.

Реальные перспективы такого перевода появились после создания и разработки систем промышленного гелиотеплоснабжения, основанных на нагреве воды

в гелиоколлекторах с последующим ее использованием как промежуточного теплоносителя [3]. Нагретая в гелиоколлекторах вода из бака-аккумулятора подается гидронасосом в тепловой отсек, где она отдает полученную теплоту бетону. Однако по этому принципу можно подвергать ТВО изделия, формируемые только в одиночных и групповых термоформах, в кассетных установках или на линейных стендах. Для камер ямного типа, в которых нагрев бетона в изделиях происходит вследствие конвективно-кондуктивной теплопередачи, возможность использования нагретой в гелиоколлекторах воды в качестве теплоносителя до последнего времени отсутствовала, поскольку устройство в придонной части камер термобассейнов не во всех случаях дает ожидаемые результаты. Как правило, это связано с ограниченной поверхностью испарения термобассейна и относительно низкой температурой воды (50..70°C), обеспечиваемой гелиоколлекторами. Кроме того, тепло- и влагообмен теплоносителя со средой в камере происходит медленно, вследствие чего температура в бетоне повышается медленно и даже при изотермическом выдерживании ее не удается довести до уровня температуры воды в термобассейне. Таким образом, при тепловлажностной обработке железобетонных изделий в ямных камерах с термобассейном энергетический потенциал нагретой в гелиоколлекторах воды используется не полностью и в большинстве случаев не обеспечивается требуемый суточный технологический цикл производства.

Рис. 1. Лабораторная гидроаэроциркуляционная камера



Значительная интенсификация процессов тепло- и массообмена воды с окружающей средой возможна при циркуляции последней вследствие усиления конвективных потоков теплоты и массы и создания состояния псевдокипения благодаря увеличению поверхности тепло- и влагоотдачи. Эти положения легли в основу разработанных КТБ Стройиндустрия Минюгостроя СССР лузьярковых камер, названных в дальнейшем гидроаэроциркуляционными [4].

В НИИЖБе изучили температурно-влажностные режимы прогрева и кинетики нарастания прочности бетона при ТВО в гидроаэроциркуляционных камерах. Для этого использовали универсальную лабораторную камеру с независимой системой барботирования воды в термобассейне воздухом, отбираемым напорным вентилятором из камеры (рис. 1), в которой температуру воды поддерживали на постоянном уровне электронагревателями, погруженными в термобассейн. Такое конструктивное устройство позволило в ходе экспериментов варьировать температуру воды в термобассейне в широких пределах (40...95°C), с различной скоростью ее нагрева (до 80°C/ч), с осуществлением барботажа разной интенсивности и без него.

Проведенные исследования показали, что при отсутствии барботажа и поддержании температуры воды в термобассейне в пределах 50...70°C (а именно такие температуры практически могут обеспечить промышленные гелиосистемы нагрева промежуточного теплоносителя [3]) максимальная температура нагрева бетона (на глубине 0,05 м) ниже температуры воды на 8...12°C (рис. 2), причем разница тем больше, чем ниже температура воды. Аналогичная зависимость отмечается и для скорости подъема температуры бетона. Так, при температуре воды в термобассейне 70°C температура изотермического прогрева 62°C достигается через 3...3,5 ч после начала ТВО, при температурах воды 60 и 50°C $t_{из} = 49°C$ — через 3,5...4 ч и $t_{из} = 38°C$ — через 4...4,5 ч. При этом во всех случаях относительная влажность среды, близкая к 100%, отмечена только через 1,3...1,5 ч после начала ТВО.

Полученные результаты исследований вполне объяснимы — если вода в термобассейне находится в спокойном состоянии, то чем ниже ее температура, тем менее интенсивны процессы конвективной тепло- и массопередачи. Следует также ожидать, что независимо от температуры воды с увеличением отношения рабочего объема камеры к поверхности зеркала термобассейна отставание максимальной температуры нагрева бетона от температуры воды возрастает по абсолют-

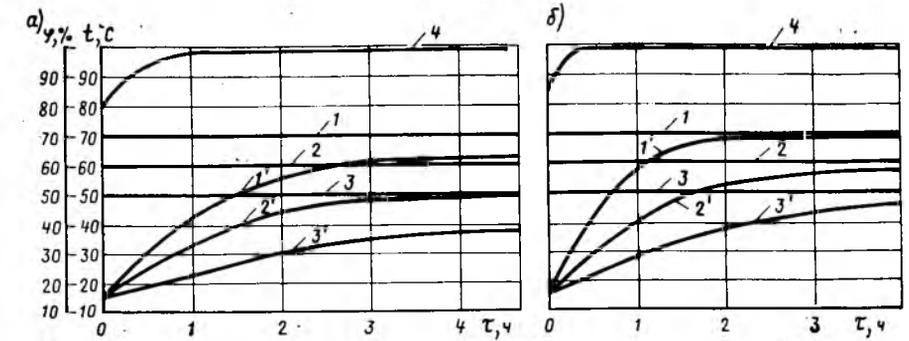


Рис. 2. Прогрев бетона и изменение относительной влажности среды в камере в зависимости от температуры воды в термобассейне
а — без барботажа; б — с барботажем; 1, 1', 2, 2', 3, 3' — температура воды в термобассейне и соответствующее ей изменение температуры бетона; 4 — относительная влажность среды, %

ной величине, скорость прогрева бетона снижается, а время достижения предела влагонасыщения среды увеличивается. Это вызывает необходимость удлинения ТВО.

Анализ результатов исследований температурно-влажностных режимов твердения бетона в условиях одновременной циркуляции среды в камере и барботажа воды в термобассейне (см. рис. 2), отмечающейся в гидроаэроциркуляционных камерах, показывает, что при тех же температурах воды в термобассейне, как и в предыдущих опытах, максимальная температура бетона оказывается существенно выше и отличается от температуры воды всего на 1...4°C, а подъем температуры происходит более интенсивно. Если температура воды 70°C, то изотермические условия прогрева на уровне 69°C отмечаются уже через 2...2,5 ч после начала ТВО, при температурах воды 60 и 50°C при $t_{из} = 57°C$ — через 3...3,5 ч и при $t_{из} = 46°C$ — через 3,5...4 ч.

Сопоставляя эти данные с результатами, полученными в описанных исследованиях, можно прийти к выводу, что достигнутый в лабораторной камере эффект от циркуляции среды в камере и одновременном барботаже воды в термобассейне равнозначен повышению температуры воды на 8...10°C. Можно предположить, что этот эффект будет возрастать по мере увеличения отношения рабочего объема камеры к поверхности зеркала термобассейна.

Следует также отметить, что в гидроаэроциркуляционных камерах относительная влажность среды, близкая к 100%, достигается за более короткое время (0,4...0,5 ч), чем в обычных камерах.

Таким образом, проведенные исследования температурно-влажностных режимов показали, что циркуляция среды в камере в сочетании с барботажем воды в термобассейне значительно интенсифицирует процессы тепло- и массообмена,

что позволяет получить паровоздушную среду с относительной влажностью, близкой к 100%, и температурой на стадии изотермического выдерживания, близкой к температуре воды в термобассейне.

На рис. 3 приведены результаты изучения нарастания прочности бетона в процессе ТВО в лабораторной гидроаэроциркуляционной камере.

Для экспериментов использовали бетоны классов В15...В30, изготовленные из смесей с О.К. = 2...4 см на Белгородском и Воскресенском портландцементных заводах.

Анализ результатов свидетельствует о том, что тепловлажностная обработка в гидроаэроциркуляционных камерах обеспечивает примерно такую же интенсивность нарастания прочности бетона, как при пропаривании, электротермообработке, гелиотермообработке и др.). Для бетонов класса В15 требуемая после рас-

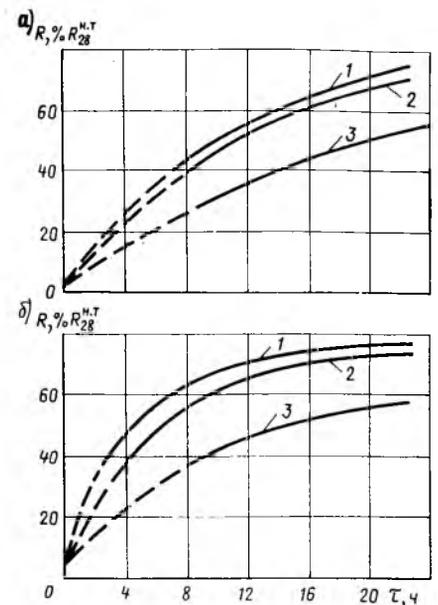


Рис. 3. Кинетика нарастания прочности бетона классов В15 (а) и В22,5...В30 (б) при ТВО гидроаэроциркуляционной камере
Температура в термобассейне: 1 — 70; 2 — 60; 3 — 50°C; — — — условное нарастание прочности на ранних стадиях нагрева

палубки прочность 50% марочной достигается при температуре воды в термобассейне 70°C через 10...12 ч, при 60°C — через 12...13 ч, а при 50°C — через 20...22 ч изотермического выдерживания. Прочность же после распалубки, равная 70% марочной, обеспечивается после 22...23 ч изотермического выдерживания при 60°C. Для бетонов класса В22,5 и выше прочность 50% марочной может быть достигнута при 70, 60 и 50°C через 5...6, 7...8 и 15...16 ч изотермического выдерживания, а 70%-ная прочность — через 10...11 ч при 70°C или через 12...14 ч при 60°C.

Проведенными исследованиями установлено также, что бетоны, подвергнутые тепловлажностной обработке в гидроаэроциркуляционных камерах, в отличие от пропаренных не имеют недобора прочности в 28-суточном возрасте последующего нормально-влажностного хранения во всех режимах. Это свидетельствует о том, что влагопотери из твердеющего бетона в процессе ТВО практически были исключены и структурообразование протекало в благоприятных условиях.

Таким образом, исследования кинетики нарастания прочности бетона при ТВО в гидроаэроциркуляционных камерах показали реальность обеспечения суточного технологического цикла изготовления железобетонных изделий при использовании в качестве теплоносителя воды, нагретой в гелиоколлекторах. Грузелио может поставлять гелиоколлекторы размером 1085×580×100 мм производительностью 75 л/сут с температурой 40...80°C. Это открывает широкие перспективы полного перевода предприятий сборного железобетона, особенно в южных регионах страны, на ТВО с использованием солнечной энергии, даже в закрытых цехах при любой технологии изготовления изделий.

В гидроаэроциркуляционных камерах в качестве источника теплоты допустимо использование гелиотермальных вод, оборотных вод горячего водоснабжения промышленных предприятий и других видов неиспользуемых в настоящее время низкопотенциальных отходов промышленных вод.

В условиях недостаточной солнечной радиации и при отсутствии источников горячих вод тепловлажностную обработку железобетонных изделий в гидроаэроциркуляционных камерах можно производить нагревом воды в термобассейне электроэнергией, природным газом и др.

Впервые в промышленных условиях гидроаэроциркуляционная камера с эжекторной системой циркуляции воды, нагреваемой в электроводоподогревате-

ле, внедрена КТБ Стройиндустрия Минюстроя СССР на Новозыбковской базе Клинецовского завода ЖБИ Главбрянскпромстроя. Проведенные НИИЖБом испытания этой камеры в производственных условиях подтвердили эффективность тепловлажностной обработки железобетонных изделий в гидроаэроциркуляционных камерах, что позволило рекомендовать ее для массового внедрения на предприятиях сборного железобетона и прежде всего в южных регионах страны. Чтобы способствовать этому, НИИЖБом при участии КТБ Стройиндустрия и ВНИПИТеплопроект изданы рекомендации по осуществлению ТВО в гидроаэроциркуляционных камерах. В настоящее время эти организации в соответствии с программой энергосбе-

режения разрабатывают различные конструктивные решения таких камер, включая проектную документацию, применительно к конкретным условиям Махачкалинского, Ташкентского, Хабльского и других заводов ЖБИ.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крылов Б. А., Заседателев И. Б., Малинский Е. Н. Изготовление сборного железобетона с применением гелиоформ // Бетон и железобетон. — 1984. — № 3. — С. 17—18.
2. Малинский Е. Н., Орозбеков М. О. Комбинированная гелиотермообработка железобетонных изделий // Бетон и железобетон. — 1988. — № 5. — С. 4—7.
3. Заседателев И. Б., Мазмания П. В. Тепловая обработка изделий с применением систем промышленного гелиотеплоснабжения // Бетон и железобетон. — 1988. — № 5. — С. 7—9.
4. Андрейченко А. В., Цесельский М. М. Тепловая обработка изделий в камерах «пузырькового» типа с использованием солнечной энергии // Бетон и железобетон. — 1988. — № 5. — С. 15—16.

Уважаемые товарищи!

Государственный строительный комитет СССР совместно с ВНТО «Стройиндустрия» с 15 по 17 февраля 1990 г. проводит в Москве Всесоюзное семинар-совещание по проблемам развития строительной науки.

На совещании предполагается обсудить широкий круг проблем, стоящих перед отраслевой наукой и обусловленных исключительно важной ролью капитального строительства в развитии базовых отраслей экономики, воспроизводстве общественного продукта, социальном переустройстве советского общества на пути революционных преобразований. Имеется в виду выявить позиции ученых и специалистов, выработать критерии формирования основных направлений научно-технической политики в строительстве и пути их реализации, определить действенные рычаги усиления роли и ответственности строительной науки за уровень и ускорение темпов научно-технического прогресса, наметить конкретные меры по улучшению кадрового обеспечения научных исследований, наращиванию интеллектуального потенциала отрасли и его эффективному использованию.

В программе совещания — два дня пленарных заседаний с докладом председателя Государственного строительного комитета СССР тов. Серова В. М. «Строительная наука: проблемы и стратегия развития». Один день отводится работе секций по следующим направлениям:

Секция 1. Социально-экономические проблемы и формы развития строительной науки в новых условиях хозяйствования.

Секция 2. Научные аспекты совершенствования хозяйственного механизма в строительстве и нормализации инвестиционного процесса.

Секция 3. Индустриальные строительные системы: теория и практика.

Секция 4. Научные аспекты ресурсосбережения в строительстве.

Секция 5. Строительная наука в предотвращении и ликвидации чрезвычайных ситуаций.

Секция 6. Кадры для строительной науки.

Телефоны для справок: 292-62-96, 251-96-57.

УДК 69.022:693.5:697.1

Р. Ф. СОЛОВЬЕВА, канд. техн. наук, С. С. ДЬЯЧЕНКО, канд. хим. наук,
С. Х. УВАРОВА, Т. Ю. БОРИСЕНКО, инженеры (Ростовский ПромстройНИИпроект)

Повышение теплозащитных свойств монолитного бетона с противоморозными добавками

В зимних условиях для бетонирования целесообразно применять противоморозные добавки. Однако некоторые добавки снижают теплозащитные свойства монолитных конструкций из легкого бетона или увеличивают сроки достижения распалубочной прочности.

Наиболее распространена при зимнем бетонировании комплексная добавка поташа (П) и пластификатора (СДБ), позволяющая сохранить теплофизические свойства легкого бетона практически на уровне бездобавочного (контрольного) состава (рис. 1), однако нетехнологичность при производстве работ (быстрое снижение подвижности) и медленный рост прочности сдерживает ее применение в монолитном строительстве (рис. 2).

Бетонная смесь с добавкой нитрита натрия (НН) и суперпластификатора С-3 сохраняет подвижность бетонной смеси, обеспечивает сроки достижения бетоном распалубочной прочности. Вместе с тем теплопроводность бетона возрастает более чем на 30% по сравнению с бездобавочным бетоном.

Ростовским ПромстройНИИпроект разработана комплексная противоморозная добавка НПС — нитрит-поташ-суперпластификатор*, улучшающая реологические свойства бетонной смеси по сравнению с П+СДБ, обеспечивая одновременно требуемые теплофизические свойства бетона. Добавка состоит из трех компонентов: П, НН и С-3 в определенном соотношении.

Для выбора оптимального количества добавок и изучения свойств бетонной смеси и бетона провели исследования с применением портландцемента марки 500 завода «Пролетарий», донского песка и керамзитового гравия ($\gamma_{нас} = 570 \text{ кг/м}^3$).

Бетонную смесь с соотношением компонентов Ц:П:К=1:2,17:1,63 готовили на высушенном до постоянной массы керамзите. Состав бездобавочного керамзитобетона следующий: бетон класса

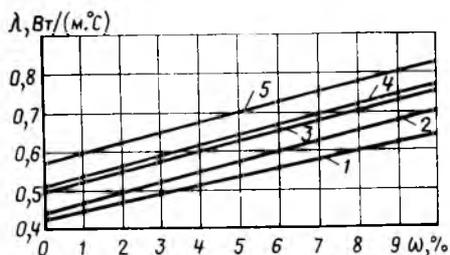


Рис. 1. Зависимость коэффициента теплопроводности от влажности бетона
1 — контрольный бездобавочный; 2 — с добавкой П+СДБ; 3, 4 — с добавкой НПС; 5 — с добавкой НН+С-3

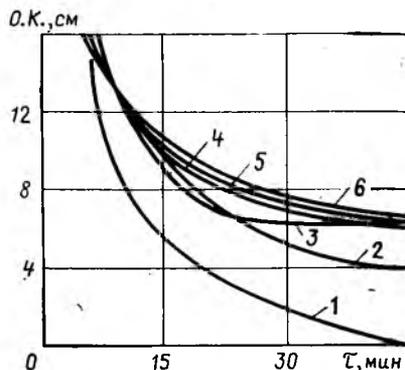


Рис. 2. Подвижность бетонной смеси, затворенной раствором добавок
1 — с добавкой П+СДБ; 2 — контрольная бездобавочная; 3, 4, 6 — с добавкой НПС; 5 — НН+С-3

В10, расход материалов на 1 м³ бетонной смеси: цемент — 270, песок — 585, смесь керамзитового гравия фракций

5...10 и 10...20 мм — 400, вода — 16, О.К.=16 см, В/Ц=0,8.

Корректировку составов бетона с различными добавками проводили из условия равноподвижности смесей. Оптимальное количество компонентов добавки НПС устанавливали по максимальной прочности керамзитобетона в возрасте 56 сут и минимальному коэффициенту теплопроводности (табл. 1 и см. рис. 1).

Коэффициент теплопроводности определяли на приборе фирмы «Feutron» (прибор Бокка) по методу использования пластин с однородным стационарным тепловым потоком.

Введение добавок в количестве 3% НН, 2% П, 0,5% С-3 массы цемента обеспечивает достижение проектной прочности бетона в возрасте 56 сут, а распалубочной прочности не позднее 7 сут, при температуре окружающей среды — 10°C. В соответствии с [1] для керамзитобетонных конструкций, армированных несущими сварными каркасами, допускается снимать опалубку при достижении бетоном 25% проектной прочности. Расход противоморозного компонента при этом составляет 5%, что меньше рекомендуемого [2] (6...8%). Введение поташа в количестве 2% вместо части нитрита натрия в добавку НН+(С-3) снижает коэффициент теплопроводности с 0,6 до 0,5 Вт/м·°С (см. рис. 1), а влажностепроводность с $15 \cdot 10^{-4}$ до $4 \cdot 10^{-4} \text{ кг/(м·с)}$ (рис. 3). Оче-

Таблица 1

Добавка, % по массе	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°С)	Средняя плотность бетона, кг/м ³	В/Ц	Прочность при сжатии через, сут				
				3	7	14	28	56*
—	0,44	1360	0,80	9,3/62,0	12,7/84,6	13,6/90,7	15,0/100,0	16,6/110,7
4НН+1П+0,7С-3	0,51	1350	0,65	1,5/10,0	3,7/24,7	6,3/42,0	9,6/64,0	14,9/99,3
4НН+1П+0,4С-3	0,51	1340	0,67	0,8/9,3	3,2/21,3	5,3/36,3	9,2/61,3	14,5/96,7
3НН+2П+0,5С-3	0,50	1330	0,67	1,6/10,7	4,5/30,0	6,4/42,7	9,8/65,3	15,2/101,3
5НН+0,7С-3	0,57	1350	0,64	1,5/10,0	4,4/29,3	7,2/48,0	9,6/64,0	12,3/82,0
5П+0,75СДБ	0,45	1330	0,76	0,6/4,0	1,9/12,7	3,5/23,3	4,8/32,0	8,0/53,0

Примечание. Перед чертой — прочность бетона, МПа; после черты — % проектной прочности.

* Твердение образцов 28 сут при $t = -10^\circ\text{C}$ и 28 сут в нормально-влажностных условиях, О.К.=16 см.

* А. с. 1423527 СССР, МКН С 04 В 28/00. Бетонная смесь / С. С. Дьяченко, Р. Ф. Соловьева, С. Х. Уварова, Т. Ю. Борисенко (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1988. — № 34. — С. 114.

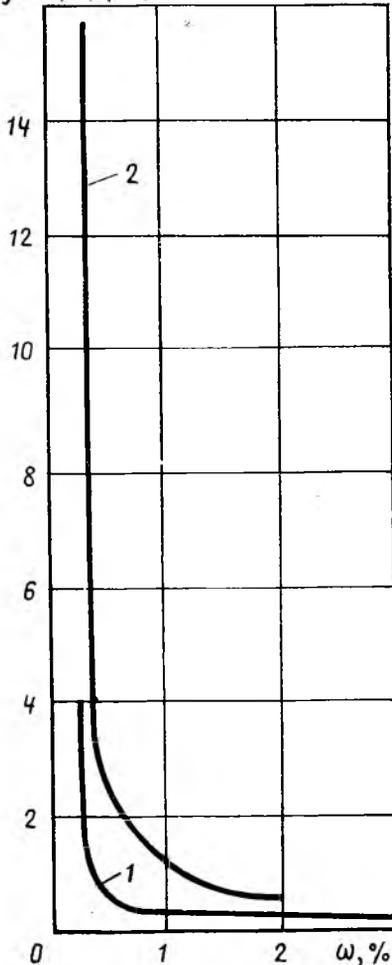
$\beta \cdot 10^4, \text{кг}/(\text{м} \cdot \text{с})$ 

Рис. 3. Зависимость коэффициентов влагопроницаемости от влажности бетонов
1 — с добавкой НПС; 2 — НН+С-3

видно, присутствие поташа в добавке НПС способствует формированию упорядоченной поровой структуры цементного камня (табл. 2). Бетонную смесь с добавкой НПС можно использовать для возведения монолитных однослойных стен и трехслойных с плитным утеплителем в виде термовкладышей.

В климатической камере провели теплотехнические испытания опытного фрагмента стены, который представлял собой участок ограждения размером 2x2 м из монолитного бетона с добавкой НПС с термовкладышами из пенополиуретана. Толщина конструкций 300 мм, из них 100 мм термовкладыш, 120 мм внутренний слой бетона, 80 мм наружный. Участок стены неоднородный, обрамляющие термовкладыш ребра имели толщину 300 мм.

При испытании определяли температурные поля и приведенное сопротивление конструкции теплопередаче. В теплом отделении камеры поддерживали температуру 18°C, относительную влаж-

Таблица 2

Добавка, % по массе	Водопоглощение, % по массе	Водопоглощение в момент времени при t, ч		α	$\bar{\lambda}$
		0,25	1		
—	10,96	4,34	7,24	0,56	1,130
4НН+1л+ +0,4С-3	7,98	2,53	2,73	0,10	0,006
3НН+2л+ +0,5С-3	7,56	2,52	2,72	0,10	0,006
4НН+1л+ +0,7С-3	6,02	2,05	2,25	0,10	0,005
6НН+0,7С-3	5,57	1,86	2,40	0,06	0,180
5л+0,75 СДБ	12,27	4,00	4,81	0,07	0,220

ность воздуха 60%; в холодном отделении поэтапно создавали температуру —15, —20, —30°C. Температурные поля измеряли хромель-копелевыми термопарами, тепловые потоки — тепломерами.

Температурные поля и тепловые потоки фиксировали при достижении стационарного температурного режима. Для определения приведенного сопротивления теплопередаче конструкцию делили на участки, для каждого из которых устанавливали средние значения температуры на наружной и внутренней поверхности, температуры воздуха по обе стороны ограждения, тепловой поток. По этим данным рассчитали сопротивление теплопередаче, термическое сопротивление теплопередаче участка фрагмента. Затем находили общее приведенное сопротивление теплопередаче конструкции.

На основании этих результатов получили коэффициент теплотехнической однородности ограждающей конструкции $r=0,8$.

Сравнительные расчеты влажностного режима однослойных стен из бетона с добавкой НПС и без добавки, проведенные в период эксплуатации в климатических условиях Ростова-на-Дону в течение 5 лет, показали, что процесс влагонакопления и сушки становится квазистационарным на второй год. Средняя влажность материала ограждения в первом случае составила 3,2, во втором — 4,4% (при расчетной нормируемой 5%). Таким образом, влажностное состояние материала стен в процессе эксплуатации не снижает их теплозащитные свойства.

Экономический эффект от использования бетона с комплексной противоморозной добавкой НПС достигается вследствие повышения теплотехнических свойств ограждающих конструкций, сокращения расхода добавок, предотвращения потерь бетонной смеси благодаря продлению сроков схватывания, а также увеличения коэффициента оборачиваемости опалубки и сокращения сроков строительства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рекомендации по применению бетона с комплексными противоморозными добавками. — М.: НИИЖБ, 1985, 53 с.
2. Руководство по применению бетонов с противоморозными добавками. — М.: Стройиздат, 1980, 80 с.

НОВЫЕ КНИГИ

В 1989 г. издательство «Выща школа» выпустило монографию канд. техн. наук, доц. Б. Н. Шевченко (КГРИ) «Конструкции из бетонов на отходах обогащения железных руд» (ББК 38.53 Ш 37 УДК 624.012.35).

В монографии показана целесообразность перехода промышленности на выпуск заполнителей бетона из отходов обогащения железных руд с перед заданными физико-механическими свойствами. Анализируются особенности процессов деформирования и разрушения бетонов на отходах с учетом влияния на эти процессы кратковременных, повторных переменных и знакопеременных силовых воздействий. Обобщены результаты исследований прочностных и деформативных свойств конструктивных бетонов на отходах.

Монография предназначена для специалистов, работающих над совершенствованием железобетонных конструкций, инженеров-проектировщиков, научных работников и студентов строительных специальностей. Объем монографии 10,01 п. л.

Издание заказное. Заказы от предприятий и организаций присылать по адресу: 323030, г. Кривой Рог, ул. Пушкина, 37, библиотека КГРИ, отдел комплектования.

О. В. ЛУЖИН, д-р техн. наук, проф., А. В. ЗАБЕГАЕВ, канд. техн. наук,
М. К. КУДЕРИН, инж. (МИСИ)

Особенности деформирования железобетонных плит при ударных воздействиях

Расчет железобетонных конструкций на аварийные ударные воздействия высокой интенсивности в последние годы все более актуален при проектировании гражданских объектов различного назначения [1]. Такие воздействия в большинстве случаев относятся к низкоскоростным [2]. Расчет плит — конструкций, чаще всего воспринимающих такие воздействия, — до настоящего времени несовершенен, а попытки зарубежных исследователей установить физические основы деформирования этих конструкций весьма разрозненны и нередко противоречивы. Сравнение имеющихся экспериментальных данных при интенсивных ударах с малыми скоростями с теоретическими результатами, полученными для высокоскоростных ударов, указывает на неприемлемость существующих расчетных формул для рассматриваемого случая. При этом ошибка, например в определении глубины проникания ударника в тело конструкции, может достигать 8...9 раз [3].

В связи с этим в МИСИ исследовали работу железобетонных квадратных и прямоугольных плит при низкоскоростных ударах. Плиты нагружали на специальной установке падающим грузом, представляющим собой сплошной стальной цилиндр (рис. 1).

Груз считался недеформируемым, таким образом, удар относился к резким, т. е. к наиболее интенсивным [2]. Плиты формовали из мелкозернистого бетона с кубиковой прочностью $\bar{R} = 29,5$ МПа. Проектная толщина плит 3 и 5 см, однако при изготовлении были допущены некоторые отклонения, в связи с чем толщина некоторых из них оказалась промежуточной. Плиты армировали сварными сетками из проволоки класса Вр-1, уложенными у нижней (от поверхности удара) грани плиты. Варьируемыми параметрами помимо толщины плиты были процент армирования (0,3 и 0,6% на единицу длины), условия опирания (шарнирное, защемление), диаметр d и масса ударника M_s , а также начальная скорость удара (в момент начала контакта ударника с плитой) v_0 .

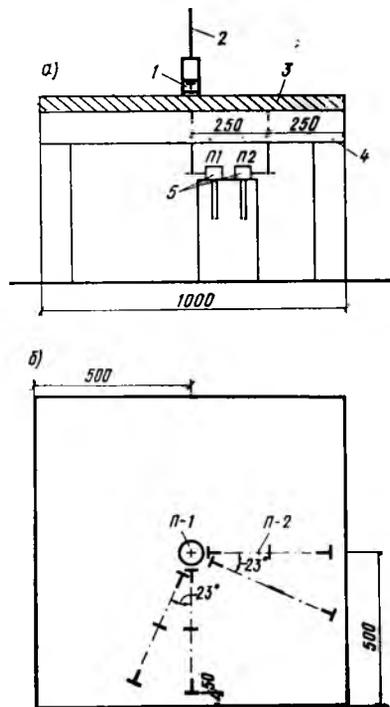


Рис. 1. Установка для осуществления низкоскоростного удара (а) и схема расположения тензорезисторов и датчиков перемещения (б)
1 — динамометр; 2 — направляющая; 3 — железобетонная плита; 4 — опорный стол; 5 — прогибомеры

Основные параметры некоторых конструкций приведены в таблице.

Марка плит	d , см	M_s , кг	t , см	v_0 , м/с
П1-3-0,3*	11	6,7	3,8	6,89
П1-3-0,3**	5	8,0	3,8	6,89
П1-3-0,6*	7	8,0	4,0	6,89
П1-5-0,3	11	6,7	5,0	6,89
П1-5-0,3**	5	8,0	5,0	6,89
П1-5-0,6	7	8,0	5,0	6,89
З1-3-0,3	11	6,7	3,0	4,43
З1-5-0,6	5	8,0	5,0	4,43
П1,5-3-0,3**	5	8,0	3,9	7,00
П1,5-3-0,6	7	8,0	4,0	7,00
Г1,5-5-0,3	10	8,0	5,0	5,42
П1,5-5-0,6	7	8,0	5,0	5,42
З1,5-3-0,3**	7	8,0	3,0	7,00
З1,5-3-0,6	10	9,0	3,0	6,60
З1,5-5-0,3	7	8,0	5,0	7,00
З1,5-5-0,6	10	9,0	5,0	6,60

Примечания: 1. П — плита шарнирно опертая, З — защемленная; первый индекс — длина плиты, м (ширина всех плит 1 м), второй — толщина плиты, см; третий — μ , %. 2. * откол; ** пробивание; в остальных случаях — общая деформирование.

Удар наносили в центре всех плит. В процессе испытаний с помощью динамических прогибомеров измеряли прогибы в середине и четверти пролета, а с помощью тензорезисторов — деформации в точках на верхней поверхности плиты (см. рис. 1). Электрические сигналы от прогибомеров и тензорезисторов передавались через усилитель на осциллограф. Перед ударными испытаниями производили тарировку датчиков и прогибомеров.

Контактную силу удара $P(t)$ измеряли динамометрическим элементом, смонтированным в ударник.

В случаях когда после первого удара плита не разрушалась, наносили повторные удары, в том числе с увеличением v_0 вплоть до полного разрушения конструкции.

Опыты показали, что характер разрушения плит зависит главным образом от начальной скорости удара v_0 и соотношения d/t (t — толщина плиты). При малых d/t и относительно высоких v_0 отмечалось пробивание плит. В отличие от высокоскоростных ударов (при особо малых d/t), когда стенки отверстия почти вертикальны, при низкоскоростных ударах выбивалась бетонная пробка, имеющая форму усеченного конуса, верхний диаметр которого соответствовал диаметру ударника, а образующая наклонена под углом $\approx 45^\circ$ к горизонту. Такой характер пробивания ранее был назван динамическим продавливанием [1].

В случае увеличения диаметра ударника при тех же v_0 , M_s и t плиты разрушились вследствие откола. При этом непосредственно под площадкой контакта откалывалась бетонная пробка, по форме близкая к полусфере, толщина которой в вершине $< t$. Это явление обусловлено возникновением отраженных от нижней поверхности волн растяжения. Следует отметить, что при повторных ударах той же интенсивности не происходило пробивания плиты, несмотря на ослабление отколом сечения под грузом, что объясняется образованием свода бетона под площадкой контакта.

При дальнейшем увеличении диаметра ударника происходило общее разрушение. В этом случае на нижней стороне плиты по контуру ударника или на некотором расстоянии от него образовались концентрические трещины, сопровождающиеся радиальными, после чего по этим направлениям развивались пластические шарниры. Очевидно, что в этом случае динамическое сопротивление продавливанию вследствие увеличения боковой поверхности конуса оказалось выше, чем сопротивление изгибу.

Увеличение диаметра ударника при прочих равных условиях приводит к значительному развитию трещин изгиба даже при сохранении характера разрушения. Увеличение v_0 при неизменных остальных параметрах может изменить характер разрушения.

Содержание арматуры мало влияло на характер и параметры разрушения конструкции, что подтверждает данные работы [3], где обобщены результаты опытов при $\mu \leq 1,5\%$.

Прогибы защемленных плит оказались в целом несколько меньше, чем в шарнирно опертых плитах; при этом схема образования изгибных трещин дополня-

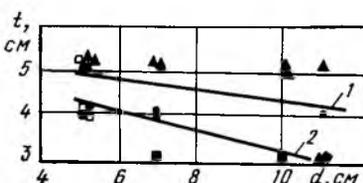


Рис. 2. Определение границ откола и пробивания при $v = 6,89$ м/с
1 — t_s ; 2 — t_p ; ● — откол; □ — граница откола и пробивания; ■ — пробивание; ▲ — общее разрушение

лась, по аналогии со статикой, угловыми трещинами, ориентированными под углом $\approx 45^\circ$ к контуру.

Схемы разрушения квадратных и прямоугольных плит в зоне удара идентичны, однако конечные прогибы при общем разрушении для прямоугольных плит выше, чем для квадратных.

Эксперименты показали, что можно установить минимальные значения толщины плиты t_s и t_p , при которых еще не происходит откол или пробивание (рис. 2).

Вместе с тем в качестве предельного состояния по прочности при местном действии удара следует рассматривать откол, поскольку образующаяся бетон-

ная откольная пробка, сохраняющая значительную скорость, во многих случаях выполняет роль вторичного ударника и представляет серьезную угрозу расположенному под плитой оборудованию и жизни людей. Таким образом рекомендуется нормировать t_s .

Выводы

Приведены результаты экспериментального исследования железобетонных плит при низкоскоростных резких ударных воздействиях. Установлены особенности их разрушения и деформирования, которые представляют необходимую информацию для разработки методов расчета конструкций этого класса.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Забегаев А. В. Исследования железобетонных конструкций при высокоинтенсивных ударных нагрузениях//Бетон и железобетон. — 1986. — № 6. — С. 29—30.
2. Забегаев А. В. К определению аварийных ударных нагрузок на строительные конструкции//Строительная механика и расчет сооружений. — 1988. — № 1. — С. 5—9.
3. Sliter G. E. Assessment of Empirical Concrete Impact Formulae// Journal of the Structural Division. — No. 5. — May 1980. — P. 1023—1045.

УДК 62.4.012.45

А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); В. А. ГУНДАРЬ, В. В. ЧИЖЕВСКИЙ, кандидаты техн. наук (Уральский ПромстройНИИпроект)

Краевое продавливание

Существующая методика расчета железобетонных конструкций на продавливание рассчитана на центральное продавливание, характеризуемое постоянной жесткостью (отношение усилия к перемещению) по контуру площадки, на которой сосредоточена продавливающая сила, и локализацией равнодействующей в центре площадки. При несоблюдении этих условий, в частности при расположении локальной нагрузки на краю конструкции (фундаментной плиты, плиты перекрытия, ростверка), ког-

да жесткость по контуру площадки не постоянна, расчет по нормам не обеспечивает достаточной надежности. Специальные исследования, проведенные в НИИЖБе, показали, что фактическая разрушающая нагрузка при краевом продавливании составляет 0,4...0,6 расчетной по принятой методике [1]. Еще большие расхождения $P_{расч}$ получены в эксперименте Уральского ПромстройНИИпроекта (табл. 1). Введение в методику расчета понижающих коэффициентов [2] также не позволяет получить

требуемую надежность, поскольку диапазон их изменения в зависимости от различных параметров весьма широк (см. табл. 1), а назначение коэффициентов в зависимости от этих параметров требует очень значительных по объему экспериментальных исследований.

При разработке расчетных положений за основу приняли существующую методику, как достаточно апробированную для центрального продавливания и наиболее простую для практических целей. Предлагаемые уточнения основаны на анализе результатов экспериментальных исследований [1] и испытаний плит на упругом основании, выполненных в ходе проводившихся ЦНИИСКом и Уральским ПромстройНИИпроектом экспериментов с жесткими подстилающими слоями полов промзданий. В последнем случае испытали восемь плит, армирован-

Таблица 1

Плита	h_0 , м	$P_{разр}$, кН	e , м	$P_{расч.1}$, кН	$\frac{P_{расч.1}}{P_{разр}}$	$P_{расч}$, кН	$\frac{P_{расч}}{P_{разр}}$
П8-1	0,0927	124,5	0,0617	200,1	1,61	117,9	0,947
П8-2	0,0894	94,2	0,0540	294,6	3,13	101,6	1,078
П8-3	0,0884	79,8	0,3070	290,8	3,64	91,1	1,141
П8-4	0,0873	29,1	-0,2713	281,9	9,69	35,6	0,879

Конструкции	Число испытаний	$\left(\frac{P_{расч}}{P_{разр}}\right)_{ср}$	$\left(\frac{P_{расч}}{P_{разр}}\right)_{min}$	$\left(\frac{P_{расч}}{P_{разр}}\right)_{max}$	Коэффициент вариации
Плиты на упругом основании (Уральский ПромстройНИИ-проект)	4	1,011	0,879	1,141	0,118
Плиты, ростверки (НИИЖБ)	12	0,935	0,782	1,112	0,095
Безбалочные перекрытия (Уральский ПромстройНИИ-проект)	2	0,953	0,953	0,954	—

ных гладкой арматурной проволокой или арматурой периодического профиля. Упругое основание выполняли из гарированных пружин. Две плиты испытывали нагрузкой, последовательно приложенной по четырем сторонам плиты через жесткие прямоугольные штампы (рис. 1). Разрушение носило характер продавливания только для плиты с арматурой периодического профиля. Размер плиты $200 \times 200 \times 11$ см, нижнее армирование — $\varnothing 6,4$ А-III с шагом 95 мм, верхнее — то же с шагом 190 мм, бетон с $R_b = 53,63$ МПа, $R_{bt} = 2,75$ МПа, остальные параметры приведены в табл. 1.

После испытания краевой нагрузкой во всех случаях обнаружено тело продавливания в виде пирамиды, причем одна вертикальная грань совпадала с боковой поверхностью плиты. Было установлено, что тело разрушения формировалось поэтапно. При снижении нагрузки наблюдалось вертикальное смещение участка плиты под штампом с образованием наклонных поверхностей, ограничивающих тело разрушения с двух сторон, перпендикулярных свободной боковой поверхности плиты и выходящих на боковую поверхность плиты, даже если штамп был размещен на некотором расстоянии от нее (рис. 2). При этом под штампом возникала короткая консоль, в защемлении которой наблюдался поворот, но не смещение. Наклонная трещина в этом сечении и соответственно смещение появлялись лишь при перемещении штампа.

Такой характер разрушения и результаты замеров деформаций бетона свидетельствуют о неравномерности распределения усилий по контуру штампа на всех стадиях работы. Существующая методика, предлагающая равномерное распределение внутренних усилий по границе пирамиды продавливания, при краевом продавливании завышает продавливающую силу.

Уточнить существующую методику можно в соответствии с наблюдаемой картиной разрушения, принимая в расчет только две боковые грани пирамиды продавливания. При этом ширину верхнего основания пирамиды следует считать равной ширине зоны контактных сжимающих напряжений при линейном распределении на площадке нагружения, включающей как участок плиты под штампом, так и зону между штампом и границей плиты.

Сопротивление продавливанию в этом случае

$$P = 2 R_{bt} A_t, \quad (1)$$

где A_t — площадь проекции на вертикаль грани пирамиды продавливания,

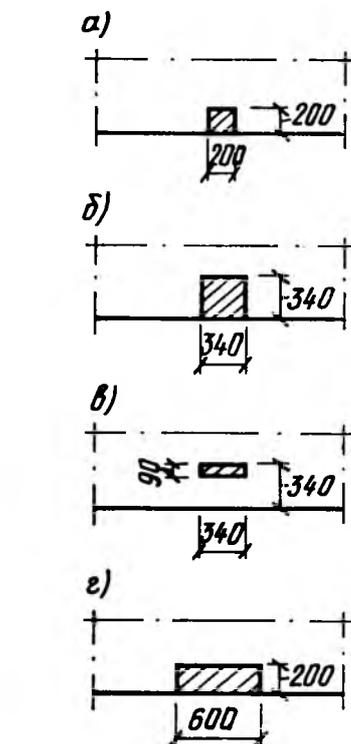


Рис. 1. Схема приложения краевой нагрузки в эксперименте
а — П8-1; б — П8-2; в — П8-3; г — П8-4

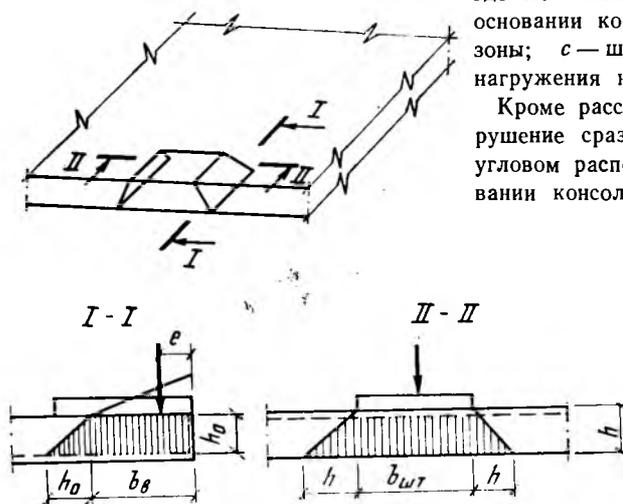


Рис. 2. Схема разрушения при краевом продавливании

перпендикулярной боковой стороне плиты.

При эксцентриситете приложения равнодействующей (с учетом отпора грунта) относительно наиболее нагруженной стороны площадки нагружения, равном e , верхнее основание грани пирамиды j_b принимают равным $3e$, откладываемую от наиболее нагруженной стороны площадки нагружения к центру, но в пределах площадки.

После образования наклонных трещин и формирования консоли трапециевидного сечения, выделенной этими трещинами, всю нагрузку воспринимает сечение в основании этой вторичной консоли. Таким образом, несущая способность плиты при краевом продавливании зависит от несущей способности наклонных сечений вдоль сторон площадки нагружения, перпендикулярных свободному краю плиты, и несущей способности консоли. Последнюю определяют как минимум несущей способности нормального и наклонного сечения в основании:

$$\left. \begin{aligned} P &= \frac{R_s A_s (h_0 - 0,5x)}{c}; \\ P &= \frac{R_{bt} (b_{шт} + h + a') (h_0')^2}{c} \end{aligned} \right\} (2)$$

где A_s — площадь сечения арматуры в основании консоли; x — высота сжатой зоны; c — ширина проекции площадки нагружения на горизонталь: $c = h_0$.

Кроме рассмотренного, возможно разрушение сразу по схеме консоли. При угловом расположении нагрузки в основании консоли в работу включается и

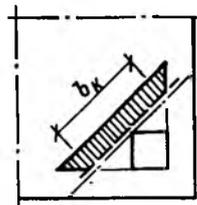


Рис. 3. Схема разрушения при угловом продавливании

часть сечения за пределами штампа. Анализ опытных данных показал, что ширину консоли поверху b_k в этом случае следует ограничивать линиями, наклоненными к основанию консоли под углом 45° и касающимися площадки нагружения (рис. 3). Площадку продавливания строят аналогично боковой грани пирамиды продавливания.

В сложных случаях, когда схема разрушения не очевидна, при расчете следует проверить все возможные схемы разрушения (центральное, краевое и угловое продавливание) и выбрать минимальную несущую способность. С использованием указанного подхода прощитали несколько конструкций, для которых известны результаты испытаний. Сопоставление расчетных и экспериментальных разрушающих нагрузок (см. табл. 1, 2) выявило не только хорошее совпадение, но и приемлемый разброс.

- БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК**
1. Коровин Н. Н. Продавливание ростверков свайных фундаментов крайними сваями // Элементы и узлы каркасов многоэтажных зданий // Тр. ин-та / НИИЖБ, 1980. — С. 40—49.
 2. Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01—84). — М.: Стройиздат, 1985. 52 с.

Новые изобретения

№ 12

А. с. 1468887 СССР, МКИ⁴ С 04 В 40/00. **Способ приготовления поризованной легкобетонной смеси**/Ю. И. Мустафин, Е. А. Диденко, Ю. Г. Кочерга и др. (СССР); Днепропетровский ИСИ.

А. с. 1469060 СССР, МКИ⁴ Е 04 G 9/08. **Устройство для бетонирования стен**/Г. И. Холодинский, В. И. Гришин (СССР); Белорусский НИПТИ ОУС.

А. с. 1469061 СССР, МКИ⁴ Е 04 G 11/22. **Скользкая опалубка**/Я. М. Фирер, М. Б. Поспелов, В. К. Чесноков и др. (СССР); Проектная контора треста Спецжелезобетонстрой.

А. с. 1469062 СССР, МКИ⁴ Е 04 G 11/22. **Объемно-передвижная опалубка**/А. В. Булатов, М. Х. Атабаев (СССР); ЦНИИпроектстальстрой.

А. с. 1469063 СССР, МКИ⁴ Е 04 Н 37/22. **Силосный корпус**/А. И. Длигач, Ю. В. Дунаев (СССР); Киевский филиал Харьковского Промэнергопроекта.

А. с. 1469064 СССР, МКИ⁴ Е 04 Н 7/26. **Сборный силосный корпус**/А. С. Рябинский, П. В. Чичков, М. И.-Л. Фридман и др. (СССР); ЦНИИЭПсельстрой.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

Теория

УДК 539.3:620.173

И. И. ЛУЧКО, канд. техн. наук, В. В. ЛОТЫШ, инж. (ФМИ АН УССР)

Распределение касательных напряжений между арматурой и бетоном в железобетонной балке

Вопросы сцепления арматуры с бетоном, касательные напряжения и их распределение по длине изгибаемого элемента изучены недостаточно. Одна из причин этого заключается в том, что известные решения (за исключением работ НИИЖБа [1]) строились на полумпирической [2, 3] или чисто эмпирической (СНиП 2.03.01—84) основе.

Авторы исследовали форму распределения касательных напряжений между арматурой и бетоном в железобетонной балке, на которую действует распределенная нагрузка.

Балка находилась на двух шарнирных опорах, причем ее нижняя кромка свободна от нагрузки. Материал балки считали изотропным, упругим и однородным. Наличие опор обуславливает неизвестные касательные напряжения τ_{xy} .

Для исследования напряженного состояния такой конструкции рассматривали балку как два тела с определенными граничными условиями (рис. 1). Высота защитного слоя балки (тело 1) — h , основной части балки (тело 2) — $H-h$. В зоне соединения первого и второго тела на высоте $H-h$ находилась арматура, работу которой моделировали выбором граничных условий в зоне сопряжения $y=h$.

Таким образом, граничные условия: для первого тела

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y^{(1)} = \tau_{xy}^{(1)} = 0 \text{ при } y = 0; \\ \sigma_x^{(1)} = 0 \text{ при } x = \pm l; \end{aligned} \right\} (1)$$

для второго тела

$$\left. \begin{aligned} \tau_{xy}^{(2)} = 0, \sigma_y^{(2)} = -p \text{ при } y = H; \\ \sigma_x^{(2)} = 0 \text{ при } x = \pm l; \end{aligned} \right\} (2)$$

на границе тел

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x^{(1)} = \epsilon_x^{(2)}; v^{(2)} = v^{(1)}; \\ \epsilon_x^{(1)} = \epsilon_x^{(ap)}; v^{(1)} = v^{(ap)} \text{ при } y = h, \end{aligned} \right\} (3)$$

где ϵ , v — деформации и перемещения относительно оси x и y ; $v^{(ap)}$ — перемещение арматуры относительно оси y .

Выразим напряжения в теле через функцию Эри [4]

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x^{(i)} = \frac{\partial^2 U^{(i)}}{\partial y^2}; \sigma_y^{(i)} = \frac{\partial^2 U^{(i)}}{\partial x^2}; \\ \tau_{xy}^{(i)} = -\frac{\partial^2 U^{(i)}}{\partial x \partial y}, \end{aligned} \right\} (4)$$

где $i=1,2$.

Представим функцию напряжений U в виде

$$\left. \begin{aligned} U^{(i)} = \sum_{k=0}^{\infty} f^{(i)}(y) \cos \alpha_k x, \\ i = 1, 2, \end{aligned} \right\} (5)$$

где

$$f^{(1)}(y) = A_k' ch \alpha_k y + A_k'' y ch \alpha_k y + A_k sh \alpha_k y + B_k y sh \alpha_k y;$$

$$f^{(2)}(y) = C_k ch \alpha_k y + D_k y ch \alpha_k y + E_k sh \alpha_k y + M_k y sh \alpha_k y.$$

Используя (1) и (4), находим:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x^{(1)} = \sum_{k=1}^{\infty} \alpha_k (\beta_k) (2 ch \alpha_k y + \alpha_k y sh \alpha_k y) - A_k \alpha_k (sh \alpha_k y + y \alpha_k ch \alpha_k y) \cos \alpha_k x; \\ \sigma_y^{(1)} = - \sum_{k=1}^{\infty} \alpha_k^2 (A_k (sh \alpha_k y - y \alpha_k ch \alpha_k y) + B_k y sh \alpha_k y) \times \cos \alpha_k x; \\ \tau_{xy}^{(1)} = \sum_{k=1}^{\infty} \alpha_k (B_k (sh \alpha_k y + \alpha_k y ch \alpha_k y) - \alpha_k^2 A_k y sh \alpha_k y) \sin \alpha_k y. \end{aligned} \right\} (6)$$

Из формул (4) напряжения во втором теле

$$\sigma_x^{(2)} = \sum_{k=1}^{\infty} \alpha_k (a_k C_k ch \alpha_k y + D_k (2 sh \alpha_k y + \alpha_k y ch \alpha_k y) + E_k \alpha_k sh \alpha_k y + M_k (2 ch \alpha_k y + \alpha_k y sh \alpha_k y)) \cos \alpha_k x;$$

$$\sigma_y^{(2)} = \sum_{k=1}^{\infty} \alpha_k^2 (C_k ch \alpha_k y + D_k y ch \alpha_k y + E_k sh \alpha_k y + M_k y sh \alpha_k y) \cos \alpha_k x;$$

$$\tau_{xy}^{(2)} = \sum_{k=1}^{\infty} \alpha_k (a_k C_k sh \alpha_k y + D_k (ch \alpha_k y + \alpha_k y sh \alpha_k y) + E_k \alpha_k ch \alpha_k y + M_k (sh \alpha_k y + \alpha_k y ch \alpha_k y)) \sin \alpha_k x.$$

(7)

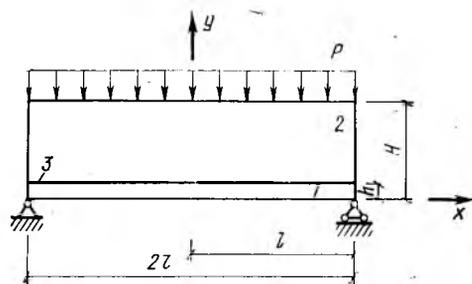


Рис. 1. Расчетная схема
1 — защитный слой балки; 2 — основная часть балки; 3 — арматура

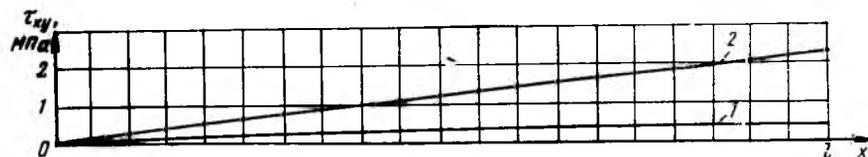


Рис. 2. Распределение касательных напряжений по длине балки
1, 2 — см. рис. 1

Удовлетворяя граничные условия по оси x для $\sigma_x^{(i)}$ (2, 4) определяли

$$\alpha_k = \frac{(2k-1)\pi}{2l} \quad (8)$$

Напряжения в арматуре запишем исходя из условий равновесия арматурного стержня:

$$\sigma_x^{(ap)} = \frac{1}{F^{ap}} \times \left[\sum_{k=1}^{\infty} (\alpha_k (a_k A_k y + C_k) sh \alpha_k y + E_k \alpha_k ch \alpha_k y + (M_k - B_k) (sh \alpha_k y + \alpha_k y ch \alpha_k y) + D_k (ch \alpha_k y + \alpha_k sh \alpha_k y)) \cos \alpha_k x \right]; \quad (9)$$

$$\sigma_y^{(ap)} = -\frac{1}{2} \left[\sum_{k=1}^{\infty} \alpha_k^2 \times (A_k (sh \alpha_k y - \alpha_k y ch \alpha_k y) + ((B_k + M_k) y + E_k) \times sh \alpha_k y (C_k + D_k y) ch \alpha_k y) \times \cos \alpha_k x \right],$$

где $F^{(ap)}$ — площадь армирующего слоя.

Нагрузку, действующую на поверх-

ности второго тела, раскладываем в ряд Фурье

$$P = \frac{4p}{\pi} \sum_{k=1}^{\infty} \frac{(-1)^{k+1}}{2k-1} \cos \alpha_k x, \quad (10)$$

причем $p=1$.

Удовлетворяя условиям (2) и (3), получили систему линейных уравнений, решая которую с помощью ЭВМ определили A_k, B_k, C_k, D_k, E_k и M_k . Зная постоянные, можно установить напряжения в балке.

Для получения распределения касательных напряжений выбрали железобетонную балку с геометрическими и механическими характеристиками $H=400$ мм; ξ — высота арматуры: $\xi=20$ мм; $h/H=0,1$; $H/l=0,5$; $E^{ap}/E^b=10$; $\nu^{ap}=0,25$; $\nu^b=0,11$; $k=25$.

Результаты расчетов, проведенных с использованием ЭВМ ЕС 1033, приведены на рис. 2. Касательные напряжения пропорционально возрастают практически от нуля по середине пролета балки до максимума на конце конструкции. Эти напряжения на контакте основной части конструкции (тело 2), с арматурой почти в пять раз больше, чем в защитном слое (тело 1).

Следовательно, получена форма рас-

пределения касательных напряжений между арматурой и бетоном в железобетонной балке, находящейся под действием распределенной нагрузки.

В дальнейшем данный подход использовали для получения модели изгиба железобетонной балки с трещиной, где трещина моделировалась как полуплоскость с системой клиньев [5].

Проведенные исследования свидетельствуют о том, что при расчете изгибаемых железобетонных элементов (особенно при действии поперечных сил)

учет работы растянутого бетона существенно влияет на данные расчета по образованию трещин.

Полученные результаты дают более правильное понимание процессов, происходящих в зоне контакта арматуры и бетона в железобетонных конструкциях при изгибе, и могут быть учтены при расчете по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента и как это предложено в работе [6].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Карпенко Н. И., Судаков Г. Н. Сцепление арматуры с бетоном с учетом развития контактных трещин // Бетон и железобетон. — 1984. — № 12. — С. 42—44.
2. Оатул А. А. Предложения к построению теории сцепления арматуры с бетоном // Бетон и железобетон. — 1968. — № 12. — С. 8—10.
3. Холмянский М. М. К использованию расширенной информации при расчете железобетонных элементов на чистый изгиб // Строительная механика и расчет сооружений. — 1978. — № 2. — С. 38—42.
4. Мусхелишвили Н. И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. — М.: Наука, 1966, 103 с.
5. Русинко К. Н., Лучко И. И., Лотыш В. В. Развитие трещины в армированной балке при поперечном изгибе // Механика разрушения материалов: Тез. докл., I Всесоюз. конф. — Львов, 1987. — 285 с.
6. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А. С. Залесов, Э. Н. Кодыш, Л. Л. Лемыш, И. К. Никитин. — М.: Стройиздат, 1988. — 158 с.

В. Л. ВАХТОМИН, канд. техн. наук,
Ф. А. АЛФЕРОВ, инж. (Челябинский ПромстройНИИпроект);
М. А. ЛОЗОВАТСКИЙ, В. Г. МОЧАЛОВ, инженеры (ТСО Южуралстрой);
Ю. Б. ФЕДОРОВ (Челябинский з-д КПДиСК);
Ю. П. ЧУРСИН, И. А. КРЫЛОВА, инженеры (завод ЖБИ-1 Челябинского ПО)

Новая добавка в технологии бетона — пульпа сульфрема

Кремнеземистую пыль газоочистки производства ферросиликохрома (КП) совместно с пластификатором успешно применяют в нашей стране и за рубежом. Ввиду ее высокой дисперсности и возникающих из-за этого сложностей транспортирования в твердом виде используют водную суспензию (пульпу). Челябинским ПромстройНИИпроектом совместно с НИИЖБом и ТСО «Южуралстрой» Минуралсибстроя РСФСР предложено применять пульпу КП с ускорителем твердения бетона сульфатом натрия (СН), дозировку которого можно увеличить до 2%, поскольку КП, понижая РН среды, уменьшает или устраняет полностью возможность образования высолов на поверхности бетона. Для исключения коррозии арматуры и металла оборудования вводят ингибитор коррозии нитрит натрия в небольших количествах (5% СН). Полученная смесь названа пульпой сульфрема (ТУ 67-602-9—88). Ее можно использовать как самостоятельное, так и в качестве компонента комплексной добавки для бетонных смесей, в состав которой дополнительно вводят пластификатор. В комплексе с пластификатором МТС-1 (ТУ 67-542—83) добавка условно обозначена ПУД-1 с КП. Она предназначена для улучшения технологических свойств бетонной

смеси — однородности и удобоукладываемости, повышения прочности и экономии цемента, сокращения продолжительности твердения и уменьшения энергозатрат на пропаривание.

В исследованиях применяли бетонную смесь кассетного производства внутренних стен ЖБИ-1 Челябинского ПО класса бетона В12,5 с расходом компонентов на 1 м³: портландцемент марки 400 Коркинского завода — 345 кг, кварцевый песок с $M_k=2,15$ — 910 кг, гранодиоритовый щебень фракции 5...20 — 870 кг. Содержание воды варьировали в зависимости от состава добавки с обеспечением заданной подвижности бетонной смеси (О. К. = 13...14 см). Для приготовления МТС-1 использовали лигносульфонаты технические Кондопожского ЦБК и кубовые остатки высших жирных спиртов ПО Салаватнефтеоргсинтез. Пульпу сульфрема готовили из кремнеземистой пыли Челябинского электрометаллургического комбината ($SiO_2=85...93\%$ с удельной поверхностью 20 м²/г).

Пульпа сульфрема совместно с пластификатором МТС-1 при дозировке последнего 0,4% массы цемента пластифицирует бетонную смесь с О. К. = 2...3 см до 15...16 см, при этом благодаря наличию высокодисперсной кремнеземистой пыли не происходит водоот-

деления и расслаивания смеси. Кинетика измерения подвижности во времени бетонной смеси с добавкой не отличается существенно от контрольной равноподвижной смеси без добавок.

Повышение прочности и увеличение скорости набора прочности бетона с комплексной добавкой происходит благодаря уменьшению В/Ц в пластифицированной бетонной смеси и наличию в ее составе активных компонентов сульфата натрия и кремнеземистой пыли. При этом резкое возрастание скорости набора прочности наблюдается как при пропаривании, так и при твердении в нормальных условиях.

В таблице представлены данные о прочности бетона с различными дозировками составляющих комплексной добавки, пропаренного по стандартному режиму 2+3+8+2 ч при $t=80^\circ\text{C}$, а также при нормальном твердении через 1, 3, 7 и 28 сут).

Сразу после пропаривания прочность бетона с комплексной добавкой превышает прочность бетона без добавки на 86...116%. В дальнейшем скорость набора прочности замедляется, и в возрасте 28 сут относительный прирост составляет 23...36%. При нормальном твердении бетон с добавкой через сутки превышает прочность контрольного в 2,5...3 раза, достигая той же прочности, что и бездобавочный бетон после пропаривания. При сокращении расхода цемента на 15% (состав 12 по таблице) с заменой его песком (10%) и КП (5%) бетон с добавкой после пропаривания имеет запас прочности 40% по отношению к контрольному и 21% по отношению к марочной прочности.

Испытания бетонов, прогретых по сокращенным режимам, показали, что через 4 ч изотермического выдерживания ($t_{из}=80^\circ\text{C}$) бетон с добавкой ПУД-1 с КП (МТС-1=0,3%; СН=1,5%; КП=5%) приобретает прочность 16,4 МПа, что соответствует марочной; бездобавочный бетон за это же время — 8,9 МПа.

Состав	Содержание компонентов, % массы цемента			В/Ц	Прочность, МПа, после ТВО по режиму 2+3+8+2 ч при $t_{из}=80^\circ\text{C}$	Наличие высолов на пропаренном бетоне	Прочность бетона, МПа нормального твердения, ч-рез, сут			
	МТС-1	Na ₂ SO ₄	КП				1	3	7	28
1	—	—	—	0,64	13,0/25,7	—	3,8	11,7	17,5	25,9
2	0,15	—	—	0,59	17,0/28,4	—	5,6	14,5	20,0	27,1
3	0,15	—	5	0,61	20,8/30,8	—	7,2	15,1	23,4	30,9
4	0,25	1,0	—	0,55	22,2/30,9	+	9,5	18,3	25,4	31,7
5	0,25	1,0	3	0,56	24,0/38,1	+	—	—	—	—
6	0,25	1,0	5	0,57	26,1/32,1	—	8,3	17,1	26,3	32,4
7	0,25	1,0	7	0,58	27,3/33,2	—	—	—	—	—
8	0,25	2,0	5	0,57	27,0/32,3	—	10,9	19,6	24,7	33,8
9	0,4	1,5	5	0,56	27,3/33,6	—	11,5	18,7	25,1	37,3
10	0,25	3,0	5	0,57	27,1/33,8	—	—	—	—	—
11	0,40	2,0	5	0,56	28,0/35,0	—	13,5	24,1	26,4	25,8
12	0,35	1,5	5	0,62	18,2/27,9	—	—	—	—	—

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

Прогрев при менее высокой температуре (60°C) по режиму 1+3+8+1 также позволил получить марочную и отпускную прочность бетонов с добавкой (состав тот же) при экономии цемента 10, 15, 20%, в то время как бездобавочный бетон приобрел половину требуемой прочности:

Сокращение расхода цемента, % исходного	Прочность бетона, МПа
0 ¹	7,1/24,4
0	18,9/31,1
10	16,8/26,3
15	15,9/25,2
20	14,2/23,6

Примечания: 1 — состав без добавки, остальные — ПУД-1 с КП. 2. Перед чертой — после ТВО, после черты — то же и твердение в течение 28 сут.

Деформативные характеристики бетонов с комплексными добавками исследовали по ГОСТ 24544—81 на центральном-сжатых призмах размером 10×10×40 см с замером продольных деформаций на базе 300 мм.

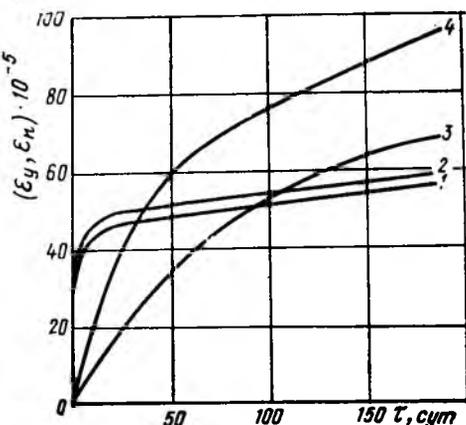
Призменная прочность и модуль упругости бетонов с добавками возрастали пропорционально увеличению кубиковой прочности. Изменение деформаций усадки и ползучести показано на рисунке.

Анализом полученных данных установлено, что деформации ползучести бетонов с комплексными добавками практически не отличаются от аналогичных характеристик бездобавочного бетона. В то же время наблюдается увеличение деформаций усадки до 40%, что является характерной особенностью бетонов с пластифицирующими добавками. Однако абсолютное значение деформаций усадки не превышает допустимых значений по СНиП 2.03.01—84.

Пульпа сульфатом в комплексе с МТС-1 позволяет получить бетоны требуемой морозостойкости. Бетон состава 10 (см. таблицу) выдержал 200 циклов попеременного замораживания и оттаивания без уменьшения исходной прочности.

Пульпа сульфатом содержит сульфат натрия — инициатор коррозии металла, опасный как для металла оборудования по приготовлению пульпы, так и для арматуры в бетоне.

Исследовали развитие коррозионных процессов на поверхности металла при контакте с концентрированным раствором СН (15%), что имитировало условия работы оборудования по приготовлению и хранению пульпы, и подбирали эффективные ингибиторы, вводимые в небольших количествах (1...6% СН), полностью предотвращающие коррозию. В качестве ингибиторов были опробованы гидроокись натрия NaOH,



Изменение относительных деформаций ползучести (1, 2) и усадки (3, 4) бетонов состава № 1 (1, 3) и № 11 (2, 4)

фосфорнокислый натрий Na_3PO_4 , хромовокислый калий $\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$, двухромовокислый калий $\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$, нитрит натрия NaNO_2 , моно-, ди- и триэтанолламины. Развитие коррозионных процессов оценивали по наличию и величине осадка, образующегося в результате взаимодействия металлического (Ст. 3) стержня с растворами в течение 5...7 сут.

Раствор сульфата натрия вызвал появление обильного осадка зеленого цвета, ингибиторы резко уменьшали его количество, а нитрит натрия и амины полностью устраняли осадок.

Коррозию арматуры в бетоне с добавками исследовали по методике НИИЖБа гравиметрическим методом в условиях попеременного увлажнения до водонасыщения и последующего высушивания образцов при 60°C. При этом изучали обычную арматуру (ст. 3) и с цинковым покрытием. Арматурные стержни с цинковым покрытием не имели следов коррозии во всех исследуемых составах бетонов с добавками, изменений массы не отмечалось.

Для обычной арматуры, как и ожидалось, величина коррозионных потерь в бетоне с добавками выше, чем в бездобавочном бетоне, однако это различие (в 2,5...3,5 раза) значительно только в первые 3 мес испытаний и незначительно (на 10...40%) в более поздние сроки (6 мес), что объясняется завершением реакций взаимодействия СН и КП с гидроокисью кальция и увеличением концентрации последней в растворе, что вызывает пассивацию арматуры.

Учитывая высокие технико-экономические показатели бетонов с комплексной добавкой МТС-1 совместно с пульпой сульфатом ТСО Южуралстрой предполагает применить ее на четырех заводах сборного железобетона в Челя-

бинске с общим объемом производства 570 тыс. м² бетона в год. Добавка МТС-1 уже внедрена на заводах и технология ее применения отработана.

Пульпу сульфатом предполагается готовить в две стадии. На первой на специализированном узле производят концентрированную сметанообразную суспензию КП в насыщенном растворе СН (часть СН остается не растворенной) и нитрита натрия дозированием и перемешиванием в смесителе компонентов.

Вторую стадию осуществляют на приемных пунктах бетоносмесительных цехов заводов, куда отдозированную концентрированную пульпу со специализированного узла перевозят автотранспортом. Расчеты дозировок и контроль концентрации производят по сульфату натрия.

Комплексная добавка, содержащая высокоактивные компоненты различного функционального назначения, позволит варьировать технологию и свойства бетона в широких технологических пределах. Изменением концентрации МТС-1 и составляющих пульпы сульфатом можно управлять подвижностью бетонной смеси, режимами ТВО и свойствами бетона. Предлагаемая номенклатура изделий с добавкой — внутренние и наружные стены, плиты перекрытий, лестничные марши, ригели, сваи, перемычки и другие изделия с ненапрягаемой арматурой.

Для ТСО Южуралстрой расчетный экономический эффект от внедрения комплексной добавки, подсчитанный только от экономии цемента и пара, составляет более 800 тыс. р. в год.

УДК 691.327:536.485

С. П. ГОРБУНОВ, Б. Я. ТРОФИМОВ, кандидаты техн. наук, И. В. ЖУКОВ, инж. (Челябинский политехнический ин-т)

Об ускоренных методах определения морозостойкости бетона

Повышение качества сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций требует постоянного контроля качества используемых материалов и технологии бетонных работ. Отсутствие четкой обратной связи в системе «качество бетона — технология изготовления» из-за длительности определения такой основной характеристики долговечности, как морозостойкость, затрудняет оперативное вмешательство в технологию изготовления конструкций.

Методам прогнозирования и ускоренного определения морозостойкости бетонов уделяется большое внимание. Обобщая накопленный опыт, необходимо отметить, что ускорить испытания бетона на морозостойкость можно, в основном, двумя способами: снижением температуры замораживания водонасыщенного бетона (ГОСТ 10060—76) и использованием в качестве среды насыщения и замораживания водного раствора хлорида натрия (ГОСТ 10060—87). Дополнительное ускорение испытания морозостойкости бетона достигается также низкой температурой замораживания (третий метод по ГОСТ 10060—87).

По ГОСТ 10067—87 коэффициент ускорения испытания бетонов на морозостойкость $K_{уск}$ при циклическом замораживании и оттаивании в растворе соли при $-50...-55^{\circ}\text{C}$ почти не зависит от морозостойкости бетона и составляет 31,5...40,0, снижаясь с увеличением морозостойкости. Однако существующие экспериментальные данные показывают, что $K_{уск}$ зависит от фактической морозостойкости бетона, вида и числа используемых добавок*.

Влияние вида вяжущего, режимов твердения и используемых химических добавок на морозостойкость бетонов и $K_{уск}$ при замораживании бетона изучали в 5%-ном растворе хлорида натрия при -50°C .

Для изготовления бетонов использо-

Таблица 1

Шифр состава	Расход составляющих, кг/м ³			В/Ц	Условия твердения	Морозостойкость, циклы
	цемента	песка	щебня			
С1	450	700	1006	0,39	Нормальное твердение	560/9
С2	450	700	950	0,51	То же	350/8
С3	450	700	1002	0,44	То же	390/6
С4	450	700	1006	0,39	ТВО 1	450/5
С5	450	700	950	0,51	То же	400/7
Ш1	450	700	1000	0,39	Нормальное твердение	120/5
Ш2*	450	720	1020	0,33	ТВО 2	320/2
Ш3	450	600	1078	0,45	То же	125/2
Ш4	450	700	950	0,51	То же	110/3
Ш5	375	490	1250	0,56	То же	12/1
П1	450	700	1000	0,39	Нормальное твердение	320/6
П2	450	700	1000	0,39	ТВО 1	280/3
П3	375	490	1250	0,56	То же	14/3
П4	375	490	1250	0,56	Нормальное твердение	10/3

Примечание. С — бетоны на сульфатостойком цементе, Ш — на шлакопортландцементе, П — на портландцементе. Режимы: ТВО 1 — 2+5+12+2 ч (85°C) ТВО 2 — 3,5+5+12+2 ч (95°C). Перед чертой — основной метод определения, после черты — ускоренный.

* Бетон с добавкой 0,15% СДБ.

вали шлакопортландцемент марки 300, портландцемент марки 400-Д20 Коркинского цементного завода, сульфатостойкий портландцемент марки 400-Д0 Нововосухоложского цементного завода, кварцевый песок с $M_k=2,1...2,3$, гранодиоритовый щебень фракции 10...20 мм, а также добавки С-3, СДБ, CaCl_2 , NaNO_2 в соответствии с техническими условиями на них.

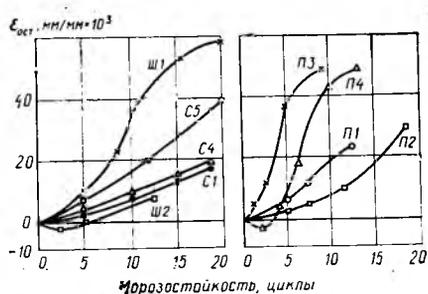


Рис. 1. Остаточные деформации бетона в процессе циклического замораживания при температуре -50°C в 5%-ном растворе NaCl . Обозначения кривых по табл. 1

Морозостойкость бетона основным методом определяли по ГОСТ 10060—76. В качестве ускоренного использовали третий метод. Для сопоставления результатов испытаний этими методами допустимое снижение прочности бетона в процессе циклического замораживания принимали 15%.

Оценку морозостойкости проводили на бетонах, составы которых приведены в табл. 1. Параллельно определяли остаточные деформации бетона на образцах-балках размером $70 \times 70 \times 210$ мм (рис. 1).

Исследования показали, что с увеличением морозостойкости бетона $K_{уск}$ также повышается, а зависимость между изменениями прочности бетона при сжатии и его остаточными деформациями для бетонов разных составов не наблюдается. Так, снижение прочности бетона на 15% составов С1 и С4 произошло после 9 и 5 циклов соответственно, т. е. их морозостойкость, определенная ускоренным методом, отличается почти в 2 раза. Остаточные деформации бетонов указанных составов практически равны и монотонно возрастают на протяжении всего периода измерений. Отсутствие взаимосвязи между изменениями прочности и остаточных деформаций отмечается и для бетонов на других вяжущих. Вероятно, причиной этого является то, что при замораживании бетона в солевом растворе из-за обжатия льдом происходит ограничение свободных деформаций материала.

Морозостойкость бетонов с химическими добавками определяли на составах, приведенных в табл. 2.

Коэффициент ускорения испытания бетонов с добавками на морозостойкость ниже, чем бетонов без добавок, и составляет 17...37. При этом отмечается снижение коэффициента для бетонов низкой морозостойкости.

Зависимость $K_{уск}$ от фактической морозостойкости бетонов всех исследованных составов приведена на рис. 2. Аппроксимация полученных результатов с учетом данных* показала, что наиболее

* Самарин Ю. А., Орлов М. Т., Станч С. И. Оценка морозостойкости бетонов в производственных условиях // Бетон и железобетон. — 1988. — № 1. — С. 35—37.

Шифр состава	Расход составляющих, кг/м ³			Расход добавок, %					В/Ц	Морозостойкость, циклы
	цемента	песка	щебня	CaCl ₂	NaNO ₂	ЛСТ	СНВ	С-3		
СД1	490	500	1200	1	3	0,1	—	—	0,39	320/12
СД2	490	496	1191	1	7	0,4	—	—	0,40	400/12
СД3	490	508	1218	4	7	0,4	—	—	0,37	210/7
ШД1	483	488	1253	—	—	0,25	0,02	—	0,37	450/8
ШД2	402	490	1315	—	—	0,25	0,02	—	0,45	200/6
ШД3	345	562	1295	—	—	0,25	0,02	—	0,52	150/4
ШД4	483	488	1253	—	—	—	—	0,7	0,37	360/20
ШД5	402	490	1315	—	—	—	—	0,7	0,45	150/9
ШД6	345	562	1295	—	—	—	—	0,7	0,52	150/6

Примечание. Бетон серии СД твердел 28 сут в нормальных условиях, серии ШД — ТВО 2+3+8+2 ч (90°C). Перед чертой — основной метод определения, после черты — ускоренный.

точно (коэффициент корреляции составлял 0,93...0,96) коэффициент ускорения испытания бетона на морозостойкость описывается показательной функцией

$$K_{\text{уск}} = a b^{MP^3}, \quad (1)$$

где a и b — эмпирические коэффициенты, зависящие от вида вяжущего, условий твердения и используемых химических добавок.

Обобщенная зависимость полученная по составам бетонов с фактически определенной морозостойкостью, имеет вид

$$K_{\text{уск}} = 14,18 \cdot 1,00342^{MP^3}. \quad (2)$$

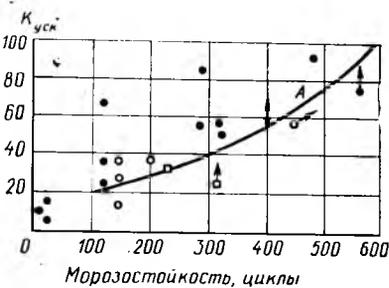


Рис. 2. Зависимость $K_{\text{уск}}$ на морозостойкость ● — для бетонов серий С, Ш, П; □ — СД; ○ — ШД; — — обобщенная зависимость

Отклонения от приведенной зависимости наблюдаются для бетонов с морозостойкостью менее 100 циклов. Очевидно, что использование глубокого замораживания бетона в солевом растворе неприменимо в качестве ускоренного метода определения морозостойкости для таких бетонов.

Полученные экспериментальные данные позволяют определить коэффициенты ускорения испытания бетона на морозостойкость: для бетонов с морозостойкостью F100, 200, 300, 400, 500 и более $K_{\text{уск}}$ соответственно равен 25, 30, 40, 50, т. е. число циклов попеременного замораживания и оттаивания в растворе соли при температуре $-50...-55^\circ\text{C}$ составляет 4, 6, 7, 8.

Выводы

Исследованиями морозостойкости тяжелых бетонов прямым и ускоренным методами установлено, что коэффициент ускорения испытания бетона на морозостойкость при циклическом замораживании в растворе соли до температуры $-50...-55^\circ\text{C}$ зависит от фактической морозостойкости. При замораживании в растворе соли зависимость морозостойкости бетона от его остаточных деформаций нарушается.

УДК 624:691.714:669.14.018.8.012.45

Ю. Н. ЖИДКОВ, инж. (Ин-т физико-органической химии АН БССР);
Е. А. ГУЗЕЕВ, д-р техн. наук, проф., В. М. БОРИСЕНКО, канд. техн. наук,
М. В. МОНАХОВА, инж. (НИИЖБ)

Силполимер для коррозионностойких конструкций

Силполимер — новый коррозионно-стойкий строительный материал, получаемый пропиткой олигоэфиракрилатом силикатных пористых матриц на жидкостекольном вяжущем. Известно, что наиболее коррозионностойкие силикатные материалы получают на связках из жидкого стекла [1], именно поэтому для исследования были выбраны пористые силикатные матрицы на жидкостекольном вяжущем. Особенно важно придать пористым материалам непроницаемость для агрессивных жидкостей, которую можно достигнуть пропиткой его составами с последующей полимеризацией в поровом пространстве силикатной матрицы. Однако непроницаемость обеспечится только при образовании прочной химической связи между силикатом и полимером на гра-

нице раздела фаз. Некоторые исследования [2, 3] по определению веществ, способствующих образованию такой химической связи, основываются на косвенных методах определения наличия химической связи между полимером и силикатом: увеличении механической прочности и химической стойкости изучаемого материала. Доказать образование химической связи между силикатом и полимером в силполимере прямыми методами очень сложно, так как массовая доля вещества, способного образовывать на поверхности пор химическую связь, еще меньше и составляет 0,3...0,8% массы всего материала.

Согласно проведенным исследованиям [2, 3] наилучшими веществами, способными образовывать химическую связь

в силполимере, являются водорастворимые кремнийорганические жидкости, содержащие винильную группу, связанную с атомом кремния. Это винилсиликонат натрия ГКЖ-12 и метилвинилсиликонат натрия.

Свойства силполимера исследовали на двух составах бетона с различными наполнителями (диабазом и перлитом), используя наиболее доступный винилсиликонат натрия. Состав силикатной смеси, кг: диабазовая мука — 1,7 (удельная поверхность 3000 см²/г), жидкое стекло — 0,18 (плотность 1400 кг/м³, модуль 2,7), кремнийорганическая жидкость ГКЖ-12 — 0,07 (15%-ный раствор винилсиликоната натрия). После перемешивания смесь прессовали под давлением 5 МПа, подвергали термообработке под атмосферным давлени-

Таблица 1

№ опыта	Среда	Прочность на изгиб, МПа	$K_{ст}$	Прочность на сжатие, МПа	$K_{ст}$
1	Воздух	32,9	—	—/181,9	—
2	5% Na_2SO_4	24,1	0,73	114,8/140,9	0,63/0,77
3	10% Na_2SO_4	19,3	0,58	107,5/126,0	0,59/0,69
4	10% Na_2SO_4	18,1	0,55	71,9/112,0	0,40/0,62
5	5% HNO_3	16,7	0,50	96,7/101,2	0,53/0,56
6	20% HNO_3	25,6	0,78	134,4/163,9	0,74/0,90
7	20% HNO_3	25,4	0,77	82,0/88,9	0,45/0,49
8	5% H_2SO_4	21,0	0,63	107,0/122,0	0,58/0,67
9	5% H_2SO_4	19,1	0,58	95,8/88,3	0,53/0,49
10	20% H_2SO_4	23,0	0,70	103,3/126,5	0,57/0,70

Примечание. Перед чертой — для погруженной части образцов, после черты — для верхней части.

Таблица 2

№ опыта	Среда	Прочность на изгиб, МПа	$K_{ст}$	Прочность на сжатие, МПа	$K_{ст}$
1	Воздух	22,20	—	—/84,60	—
2	5% Na_2SO_4	24,70	1,00	77,20/90,90	0,91/1,00
3	5% Na_2SO_4	19,30	0,88	59,00/92,60	0,70/1,00
4	10% Na_2SO_4	19,50	0,88	71,10/—	0,84/—
5	10% Na_2SO_4	17,26	0,78	60,30/79,60	0,71/0,94
6	5% HNO_3	18,90	0,85	50,90/69,90	0,60/0,82
7	20% HNO_3	19,70	0,89	36,40/106,70	0,43/1,00
8	5% H_2SO_4	24,50	1,00	87,90/97,05	1,00/1,00
9	5% H_2SO_4	22,75	1,00	72,30/93,50	0,86/1,00
10	20% H_2SO_4	25,20	1,00	74,20/92,10	0,88/1,00
11	20% H_2SO_4	15,80	0,71	67,75/83,10	0,80/0,98

Примечание. Перед чертой — для погруженной части образцов, после черты — для верхней части.

ем в сушильном шкафу при температуре 120°C в течение 3 ч, 170°C в течение 4 ч.

Аналогично готовили силикатную смесь с перлитовым наполнителем состава, кг: перлит молотый — 1,5 (удельная поверхность 500 $\text{см}^2/\text{г}$), жидкое стекло — 0,18 (плотность 1400 $\text{кг}/\text{м}^3$, модуль 2,7), кремнийорганическая жидкость ГКЖ-12 — 0,07 (15%-ный раствор винилсиликоната натрия). После перемешивания смесь прессовали под удельным давлением 7 МПа. Термообработку проводили так же, как и для диабазовых образцов.

Все образцы после охлаждения до температуры 20...25°C пропитывали следующим составом, мас. ч.: олигоэфир-акрилат МГФ-9 — 98, перекись кумила — 1, аллилглицидиловый эфир — 1. Образцы погружали в ванну с пропиоточным составом, вакуумировали в течение 15 мин и выдерживали при атмосферном давлении в течение 8 ч. Полимеризацию пропитанных образцов проводили при температуре 120°C в течение 4 ч.

Пропиточный состав представляет собой нелетучую маслообразную жидкость, не теряющую технологических свойств более 14 сут.

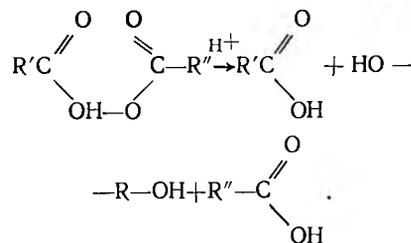
Коррозионную стойкость образцов размером 4×4×16 см исследовали в условиях капиллярного подсоса растворов кислот и солей следующих агрессивных веществ: 5 и 20%-ной сер-

ной кислоты, 5 и 20%-ной азотной кислоты, 5 и 10%-ного серноокислого натрия.

В результате проведенных исследований выявлены некоторые особенности поведения силполимера в агрессивных средах. Для образцов с диабазом наиболее интенсивно разрушается погруженная часть, так, в опытах 5, 7, 10 (табл. 1) на погруженных частях балочек наблюдались трещины, а максимальное (10 мм) проникание агрессивной жидкости, наблюдаемое визуально, достигнуто в опыте 9. Образцы с перлитом (табл. 2) более коррозионно-стойкие. Наибольшее воздействие на них оказали 20%-ная серная и азотная кислоты и 10%-ный серноокислый натрий (опыты 5, 7, 11). В опыте 7 погруженная часть балочек имела трещины глубиной 5...10 мм. Максимальное проникание агрессивной жидкости в образцах составило 9 мм (опыт 5). На разломе перлитовых образцов можно наблюдать три зоны проникания агрессивной жидкости. Более четко они выражены в опыте 4. Первую зону (светло-серую) глубиной 1 мм можно отнести к зоне полного разрушения (растворения) полимера и частично начавшегося разрушения (растворения) силикатной составляющей образца. Вторая зона (темно-серая) глубиной до 3...4 мм — зона сложных реакций взаимодействия между полимером и агрессивной средой, а также реакция между

силикатной составляющей и продуктами распада полимера. Третья зона (черная) глубиной 1...2 мм — зона диффузии нейтрализованных продуктов и воды вглубь образца.

Пропитка силикатных образцов на жидкостекольном вяжущем олигоэфир-акрилатами защищает их от воздействия агрессивных сред, однако ограниченно, так как олигоэфиракрилаты — сложные вещества, способные гидролизаться под воздействием растворов сильных кислот



Именно этим можно объяснить то, что перлитовые образцы в 20%-ной серной кислоте теряют прочность быстрее после выдержки в течение 13 мес. (см. табл. 2, опыты 8...11). Резкое падение прочности на сжатие после такого же срока выдержки в 20%-ной азотной кислоте наблюдаются и у диабазовых образцов (табл. 1, опыты 6, 7).

Силполимер показал высокую стойкость к агрессивным средам, в которых проводили испытания. Плиты пола из силполимера успешно проходят испытания в одном из цехов Гродненского объединения «Азот» уже в течение 3 лет. Они выдерживают высокие механические и ударные нагрузки от движения транспорта с одновременным воздействием агрессивных сред. Полная заводская себестоимость плит пола составляет по предварительным расчетам 18,51 р. на 1 м^2 покрытия (доля сырья и материалов на изготовление плит составляет 11,98 р. на 1 м^2).

Благодаря хорошим эксплуатационным характеристикам и несмотря на высокую стоимость силполимер можно рекомендовать для применения в наиболее ответственных конструкциях и изделиях, подвергающихся воздействию агрессивных сред.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Субботкин М. И., Курицын Ю. С. Кислотоупорные бетоны и растворы на основе жидкого стекла. — М.: Стройиздат, 1967. — С. 34, 38.
- Жидков Ю. Н. Влияние некоторых добавок на прочность бетонопolyмерного материала // Тр. ИС и А Госстроя БССР. Технология бетона и композиционных материалов. — Минск, 1983. — С. 99—102.
- Жидков Ю. Н., Бересневич Л. Б. Получение высокопрочных и кислотостойких бетонопolyмерных материалов // Вестн. АН БССР. Сер. физ.-техн. наук. — 1985. — № 3. — С. 109—110. — Деп. ВИНТИ 29.01.85, № 851—85.

УДК 691.327(480)

Продукция фирм Финляндии

В прошлом году наш журнал (№ 10) знакомил читателей с некоторыми экспонатами выставки «Стройэкономия-89». На ней, как и на многих других международных смотрах, проводимых в Москве, выделялась своей масштабностью и экспонатами, характеризующими современный технический и дизайнерский уровень, экспозиция Финляндии, представленная 20 фирмами.

Особенно интересна деятельность многопрофильного акционерного общества (А/О) «Лохья». Более 50 отделений и филиалов этой компании производят строительные материалы, бетон, фургон-прицепы, разрабатывают проекты для заказчиков, обучают их персонал, поставляют комплектное оборудование, выполняют строительно-монтажные и пусконаладочные работы. Важное место в деятельности компании занимает поставка заводов по выпуску строительных материалов (в основном железобетонных конструкций) мощностью 10...120 тыс. т готовых изделий в год и технологии выпуска сухих смесей, включая наряду с разработкой технической документации и услугами по возведению объектов проведение испытаний и отчеты о возможности использования сырья заказчика.

«Лохья» является самым крупным в Финляндии производителем товарного бетона. 22 ее бетонных завода выпускают около четверти всего товарного бетона страны. Среди представленного на выставке оборудования — передвижная бетоносмесительная установка Лохья МБ-750 производительностью 20 м³/ч, предназначенная для объектов с кратковременной потребностью в качественном товарном бетоне. Она состоит из смесителя принудительного действия вместимостью 750 л, трех бункеров для заполнителей общей вместимостью 60 т, одного цементного бункера вместимостью 40 т. Суммарная мощность подключаемых к сети энергопотребителей составляет 5 кВт. Взвешивание компонентов производится на электронных весах. Все узлы программируемого автоматического управления смонтированы в одном шкафу. Быстро приводимая в рабочее положение и высокопроизводительная, она может быть перевезена же-

лезнодорожным, автомобильным и водным транспортом. Предусмотрено оснащение ее для работы в зимних условиях.

Другая бетоносмесительная установка Лохья МД 1-1000 производительностью 40 м³/ч имеет смеситель принудительного действия вместимостью 1000 л, шесть бункеров для заполнителей общей вместимостью 130 м³, и два цементных — 85 м³. Суммарная мощность монтируемых на бетоносмесительной установке энергопотребителей составляет 150 кВт. Эта установка состоит из модулей, легко транспортируемых по железным и автомобильным дорогам. Модульная конструкция облегчает не только перевозку, но и монтаж и демонтаж. К автоматизированной системе управления установкой при необходимости можно подключить печатающее устройство, монитор и ЭВМ. В этой системе запрограммировано 25 различных рецептов приготовления бетонной массы.

Акционерное общество представило также бетоносмесительную установку Лохья МД 1-1500 модели «Е», предназначенную для работы при низкой температуре, и Лохья МД 1-1500 модели «С» — при высокой.

Все устройства и оборудование, разводка трубопроводов и электрооснащение находятся в модуле в смонтированном виде и готовы к работе. Модули обшиваются окрашенным профилированным стальным листом. Смеситель принудительного действия содержит сменные изнашивающиеся детали и разгрузочный люк, приводимый в действие сжатым воздухом. Производительность обеих моделей данной установки по 60 м³/ч, вместимость смесителей 2200 л. Они имеют бункеры для заполнителей с приемными карманами, цементные бункеры. Общая мощность энергопотребителей у модели «Е» составляет 175 кВт, у модели «С» — 140 кВт.

Самый мощный из представленных агрегатов — Лохья МД 1-2500 производительностью 110 м³/ч, представляющий собой центральную бетоносмесительную установку, созданную для работы в южных регионах. Потребная для ее размещения площадь доведена до минимума. Здесь заполнители подают к складскому бункеру по вертикальному элеватору.

Установку можно также оснастить наклонным ленточным конвейером, исключая таким образом необходимость устройства глубокой ямы. Эта бетоносмесительная установка оснащена двухвальным смесителем принудительного действия вместимостью 2500 л, четырьмя бункерами заполнителей общей вместимостью 500 м³ и тремя цементными — 250 м³. Общая мощность имеющихся на установке энергопотребителей 150 кВт.

Применяемые в бетоносмесительных установках системы управления технологическими процессами, по мнению специалистов «Лохья», являются центральным звеном экономичного и высокоэффективного производства товарного бетона. Эти системы можно применять как на новых, так и на уже существующих модернизируемых производственных предприятиях. Система с компьютерным управлением, которая может содержать более 200 различных рецептов смешивания, позволяет с помощью современных электронных датчиков быстро и точно взвешивать компоненты. Погрешность датчиков составляет не более ±0,5%. Ежедневная производственная программа может выдаваться из центральной ЭВМ. Через нее можно также выводить производственные отчеты.

Наряду с оборудованием для производства бетона показан растворосмесительный узел типа 40, предназначенный для приготовления горячего раствора из сухой смеси в зимних условиях. Он состоит из смесителя производительностью 2,4 м³/ч, шита управления, водяного резервуара вместимостью 1500 л с электронагревателем мощностью 2×4,5 кВт и автоматическим отключателем, насоса повышенного давления, электронагревателя помещения. Подача воды в смеситель дозируется автоматически.

Сухая смесь хранится в объектном силосе вместимостью 25 м³, стены и крыша которого теплоизолированы слоем полиуретана в 65 мм, пол — слоем минеральной ваты в 100 мм. Возможен также вариант комплектования растворосмесительного узла шнековым силосом вместимостью 5 м³, доставляемым на строительную площадку автомобилем. В нем складировать сухую смесь, которую приводимым от электросети шнеком подают в расположенный рядом растворосмеситель. Масса порожнего силоса 1, загруженного 9 т.

Транспортная капсула, входящая в состав растворосмесительного узла по приготовлению горячих смесей, имеет три модификации: устанавливаемую на грунтовое основание, поднимаемую на подставку и с ножками. Вместимость всех моделей по 0,8 м³, масса — собст-

венная 250, с сухой смесью 1300 кг. Предусмотрен и специальный опрокидываемый закрытый грушевидный контейнер для доставки сухих смесей, устанавливаемый на автомобильном шасси. Вместимость контейнера 5 м³.

А/О «Лохья» — ведущий в Финляндии изготовитель сухих смесей. Являясь одной из ведущих в данной области и в мире, эта компания разработала комплексную технологию производства сухих смесей, включающую выпуск продукции, рецептуру, проектирование заводов, их монтаж, транспортирование продукции и приобретение технологии. Участники выставки ознакомились с модульными конструкциями заводов сухих смесей. Загрузка продукции производится по гибким рукавам со специальными насадками, исключающими образование пыли. Дозаторы напольной конструкции позволяют использовать различные виды упаковки. При этом наполнение, например крупногабаритных мешков, контролируется системой логического управления.

В области производства строительных материалов А/О «Лохья» заключило с ГКНТ СССР соглашение о научно-техническом сотрудничестве.

Его предприятия выпускают также акриловые изделия. Своевременно реагируя на необходимость экономии энергоресурсов, специалисты акционерного общества разработали и освоили производство купольных зенитных фонарей «УниTERM», которые значительно сокращают расход энергии и особенно — в четырехслойном исполнении, сохраняя одновременно хорошую светопропускающую способность. Зенитные фонари диаметром 8,4 м А/О «Лохья» смонтированы в крышах Дворца пионеров в Москве и вестибюля нового здания Госстроя СССР. Самый крупный купольный зенитный фонарь, спроектированный компанией «Лохья», имеет диаметр 15 м.

Завод КАФИ А/О «Лохья» знакомил специалистов с фургонами внешне привлекательными, с хорошей внутренней планировкой, используемыми в качестве бытовых помещений строительных рабочих, передвижной мастерской, столовой, медпункта, гостиницы на колесах, конторы, экспедиторского пункта и т. д. Они особенно удобны при кратковременных монтажно-сборочных работах и, конечно, при ведении строительно-монтажных работ вахтовым методом. При небольшой стройплощадке достаточно одного фургона-бытовки.

Созданная лишь в сентябре 1988 г. двумя крупнейшими в бетонной промышленности Скандинавии финскими акционерными обществами «Лохья» и «Парма» совместная фирма «Лохья

Парма инжиниринг», сферой деятельности которой определены разработка и маркетинг машин и оборудования для производства бетона и бетонных сборных блоков, а также бетонных заводов, показала на выставке бетоносмесители принудительного действия, предназначенные для приготовления очень жесткой бетонной смеси с нулевой осадкой конуса. Такая смесь, приготовляемая особым быстрым и эффективным смешиванием, применяется для производства пустотелых плит экструзионным способом. Смесители применимы, конечно, и для приготовления подвижных бетонных смесей. В основной комплект оборудования входят изготовленные из специальных материалов долговечные изнашивающиеся части.

Смесительные установки принудительного действия пяти модификаций, представленные фирмой, имеют диаметры 2100...2900 мм, высоту 2250...3160 мм, массу 2,8...8,1 т, потребляемую мощность 22...90 кВт, производительность от 15...22 до 60...90 м³/ч.

Фирмой представлен гравитационный бетоносмеситель, выпускаемый в шести модификациях диаметрами 1800...3000 мм, шириной 2200...3700 мм, высотой 1800...3460 мм, массой 2,5...13,7 т, мощностью установленных энергопотребителей 2×7,5 кВт...2×45 кВт, дозой бетона 1000...6000 л. Гравитационный бетоносмеситель стационарного и передвижного вариантов обеспечивает приготовление подвижной однородной бетонной смеси в оптимальное время с минимальными расходами по уходу и очистке. Два приводных двигателя, два рабочих органа установки, смесительный барабан, опирающийся на катках точных размеров, гидромолоты передачи силы, снижающие толкающее усилие, обеспечивают долговременную работоспособность и высокие эксплуатационные качества. Бетоносмеситель рассчитан также на перемешивание массы с химическими добавками.

В комплекте оборудования фирмы экспонируется высокочастотный вибрационный экструдер ЛПЭ-900, работающий по принципу уплотнения сдвигом, предназначенный для заливки пустотелых плит шириной 1200 мм, но допускающий изготовление плит и другой ширины. Широкий диапазон регулирования машины, сменные головки позволяют изготовить легкие и точные по размерам пустотелые плиты высотой 150...450 мм. Экструдер можно оснастить универсальной автоматикой, осуществляющей контроль, управление технологическим процессом и сбор необходимых для определения качества изделия данных. Применение этого экструдера, предусматри-

вающего новую технологию производства, использование жидких смесей сокращают продолжительность твердения и расход цемента, улучшают схватывание закладных деталей и в целом качество плит.

Для обработки пустотелых плит предусмотрены пилы диаметром алмазных дисков 1000 и 1200 мм, рассчитанные на распиловку плит толщиной 50...430, шириной 1200 мм под любым углом. Они оснащены устройствами для автоматизации процесса работы, в том числе персональными компьютерами. Для очистки поверхности заливочных форм и разбрызгивания формовочного масла представлены щеточные машины с электродвигателем или с двигателем, работающим на сжиженном газе. Комплект оборудования включает различные модели электроприводных траверсов с консолями телескопического и захватами электромагнитного действия. Этими траверсами грузоподъемностью 2,5...10 т, длиной 2...18 м можно производить различные манипуляции с плитами как в цехе завода, так и на строительной площадке при монтаже.

«Лохья Парма инжиниринг» изготовляет и оборудование для производства свай, в частности машину для заливки свай как в цехе завода, так и на строительной площадке. Она состоит из заливочного и отделочного агрегатов. Готовая бетонная смесь подается в заливочную машину с бетоновоза или из другой транспортной системы. Для производства свай разработаны также автоматизированное с ЦПУ оборудование и технология сварки арматурных каркасов. Специалисты фирмы считают, что автоматизированное изготовление позволяет получить армокаркасы более точных размеров и большей жесткости, чем при ручном способе. С помощью данного оборудования можно выпускать армокаркасы пяти сечений: 200×200, 250×250, 300×300, 350×350 и 400×400 мм. Длина изделий колеблется в пределах 5...15 м.

Уже известные, а также новые средства и способы погрузки, разгрузки и перевозки строительных грузов представило А/О «Партек». Все большее развитие в секторе транспортных и погрузочно-разгрузочных машин «Партека» получают особенно подходящие для применения при доставке конструкций по кольцевому маршруту съемные кузова, а также бортовые манипуляторы, опрокидыватели кузовов. Эта компания представляет собой многопрофильную фирму, которая наряду с транспортными системами производит строительные материалы, в частности, комплектно поставляемые производственные предприя-

тия и хранилища, быстро монтируемые заводы малой мощности по выпуску железобетонных изделий.

Много интересного содержит и производственная программа фирмы «Макротало», входящей в одно из самых крупных в Финляндии акционерных обществ

«Юит-Юхтюмя». Она известна в СССР и других странах как поставщик жилых поселков. Дома возводятся из объемных блоков системы «Исеконт» или разработанных «Макротало» крупных блоков, соответствующих строительным нормам и правилам СССР. Объемные блоки

«Исеконт» пригодны для строительства не только одно-, но и двухэтажных домов, что очень важно при ограниченных размерах строительной площадки. Дома рассчитаны на эксплуатацию также в суровых климатических условиях.

Г. Н. НУРМИЕВ

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 691.54.001.1

Малинина Л. А. Проблемы производства и применения тонкомолотых многокомпонентных цементах // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 3—5.

Излагаются перспективы изготовления тонкомолотых многокомпонентных цементах с различными минеральными добавками и на их основе бетонов с жидкими пластификаторами и суперпластификаторами, что позволяет сократить расход товарного портландцемента, увеличить объем производства бетона. — Табл. 3.

УДК 691.327:666.972.16

Оптимизация состава бетона с дисперсными минеральными добавками / С. А. Высоцкий, М. И. Бруссер, В. П. Смирнов, А. М. Парик // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 7—9. Рассмотрена методика проектирования состава бетонов с различными минеральными добавками. Приведены данные о влиянии минеральных добавок на водопотребность бетонных смесей и прочностные характеристики бетонов, подлежащие учету при подборе состава бетона. — Ил. 1, табл. 3. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.073.7

Чаруйский Ю. А., Краснокутская Т. Б., Ухов Б. С. Исследования железобетонного покрытия из треугольных сборных элементов // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 10—12. Описана конструкция железобетонной оболочки и сборных треугольных элементов. Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований. — Ил. 5.

УДК 691.022:413.003.13

Чиненков Ю. В., Дорожкова И. А. Экономическая эффективность панелей ленточной разрезки различной конструкции // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 13—14.

Изложены результаты расчета экономической эффективности панелей ленточной разрезки различной конструкции. Отмечено преимущество трехслойных стеновых панелей ленточной разрезки со средним слоем из полистиролбетона по сравнению с наиболее распространенным в практике строительства. Проанализированы способы дальнейшего совершенствования ограждающих конструкций для промышленного, общественного и сельскохозяйственного строительства. — Ил. 1, табл. 1.

УДК 624.073

Габрусенко В. В., Бутвиловский И. И., Светов А. А. Плиты покрытий размером 3X12 м со смешанным армированием // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 15—16.

Разработана и исследована конструкция железобетонных ребристых плит со смешанным армированием, которое позволяет заменять часть напрягаемых стержней укороченными ненапрягаемыми и рационально расположить арматуру в поперечном сечении. По сравнению с типовыми плитами экономия стали составляет 8...17%. Положительные результаты испытаний позволили начать массовое производство усовершенствованных конструкций. — Ил. 3, табл. 3.

УДК 691.81.539.3/4

Клевцов В. А., Бирулин Ю. Ф., Заварзаев Г. Н. Влияние пластин закладных деталей на прочность узлов железобетонных конструкций при местном сжатии // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 16—18.

Описана методика и приведены результаты экспериментальных исследований влияния стальных пластин закладных деталей на прочность узлов железобетонных конструкций, работающих в условиях местного сжатия. Даны рекомендации по учету этого влияния при расчете и конструировании узлов. На основе анализа полученных данных сделан вывод о возможной замене сварных закладных деталей штампованными. — Табл. 1, ил. 3.

УДК 624.012.45.078

Сукупов З. Ю., Пак Ф. И., Ибрагимов Х. М. Бесшарное и безопалубочное стыковое соединение панелей сейсмостойких крупнопанельных зданий // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 19—20. Излагается существующее и предлагаемое решение соединения стеновых панелей крупнопанельного дома серии 148. Приведены результаты испытаний вертикальных стыков на моделях в 1/4 натуральную величину. — Ил. 2, табл. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.327:539.4.006

Свиридов Н. В., Коваленко М. Г. Бетон прочностью 150 МПа на рядовых портландцементах // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 21—22. Изложены принципы получения бетона прочностью 120...150 МПа из малоподвижных и литых смесей на портландцементах марок 500, 550 и 600. Приведены физико-механические свойства бетона. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.138.232.1:539.3/6

Жуков Н. В., Шапошников А. В. Определение нормативных и расчетных сопротивлений цементогрунта // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 22—23.

Рассмотрен зарубежный и отечественный опыт применения цементогрунта в практике строительства. Дан анализ подхода к назначению нормативных и расчетных характеристик цементогрунта при определении классов по прочности, примененного при разработке ВСН 40—88 «Проектирование и устройство фундаментов из цементогрунта для малоэтажных сельских зданий». — Табл. 1. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.327:536.485

Анрапетов Г. А., Панченко А. И., Несветаев Г. В. Оперативный контроль морозостойкости бетона // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 24—25.

Приведен метод оперативного контроля морозостойкости бетонов по первому циклу замораживания, основанный на зависимости морозостойкости от уровня внутренних напряжений при замораживании. Способ можно использовать для оперативного контроля морозостойкости бетонов в условиях заводов ЖБИ и при проведении исследовательских работ. — Ил. 1, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 666.973.2:691.31

Дворкин Л. И., Марчук В. Н. Оптимизация составов литых шлакоосержащих бетонов // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 25—27.

Отражены результаты исследования свойств литых шлакоосержащих бетонов в зависимости от факторов состава и качества исходных материалов. Предложен способ оперативного проектирования составов литых шлакоосержащих бетонов, подтверждаемых ТВО. — Ил. 2, табл. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 666.9.046

Теплолажная обработка изделий в гидроаэроциркуляционных камерах с использованием солнечной энергии / Б. А. Крылов, Е. Н. Малинский, А. И. Ли, Н. А. Ураков // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 30—32.

Приведены результаты исследований температурно-влажностных условий твердения и кинетики нарастания прочности бетона при ТВО в гидроаэроциркуляционных камерах. Показана возможность перевода промышленности сборного железобетона на теплолажную обработку изделий в этих камерах с использованием солнечной энергии в южных регионах страны. — Ил. 3. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 69.022:693.5:697.1

Повышение теплосберегающих свойств монолитного бетона с противоморозными добавками / Р. Ф. Соловьева, С. С. Дьяченко, С. Х. Уварова, Т. Ю. Борисенко // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 33—34.

Для монолитных стен предложена керамзитобетонная смесь с комплексной добавкой НПС, обладающая улучшенными теплофизическими показателями и прочностью с сохранением удобоукладываемости при отрицательной температуре (—10°C). Представлены результаты экспериментальных исследований теплосберегающих качеств ограждающих конструкций. — Ил. 3, табл. 2. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 620.178.7

Лушин О. В., Забегаев А. В., Кудерин М. К. Особенности деформирования железобетонных плит при ударных воздействиях // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 35—36.

Приведены методика и основные результаты экспериментальных исследований железобетонных плит при резких низкоскоростных ударах. Варьируемыми параметрами являлись размеры плиты, процент армирования, условия опирания, а также диаметр, масса ударника и начальная скорость удара. Установлена зависимость вида разрушения (откол, пробивание, общее разрушение) от условий экспериментов и других особенностей. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 539.3:620.173

Лучко И. И., Лотыш В. В. Распределение касательных напряжений между арматурой и бетоном в железобетонной балке // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 38—39.

Рассмотрены вопросы распределения касательных напряжений между бетоном и арматурой в железобетонных изгибаемых элементах при воздействии распределенной нагрузки. Приведены результаты расчета касательных напряжений между защитным слоем и арматурой, арматурой и бетоном основного тела железобетонной балки при воздействии распределенной нагрузки. — Ил. 2. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 691.327:536.485

Горбунов С. П., Трофимов Б. Я., Жуков И. В. Об ускоренных методах определения морозостойкости бетона // Бетон и железобетон. — 1990. — № 2. — С. 42—43.

Исследовано влияние вида вяжущего, В/Ц и условий твердения на морозостойкость бетона, определенную прямым и ускоренным методами. Установлено, что коэффициент ускорения испытания бетона на морозостойкость пропорционален морозостойкости бетона. Получена зависимость коэффициента ускорения от морозостойкости и определены значения коэффициента для бетонов с морозостойкостью 100...500. — Ил. 2, табл. 2. — Библиогр.: 1 назв.

CONTENTS

CONTENU

INHALTSVERZEICHNIS

Malinina L. A. Problems of production and of application of fine-grinded multicomponent cements
Chtcherbakov E. N., Rojak G. S., Khubova N. G., Granovskaja I. V. Strength of concrete on fine-grinded multicomponent cement
Vysotskij S. A., Brusser M. I., Smirnov V. P., Tsarik A. M. Optimization of composition of concrete with dispersed mineral admixtures
Tcharujskij Yu. A., Krasnokutskaja T. B., Ukhov B. S. Investigation of reinforced concrete covering from triangular precast elements
Tchinenkov Yu. V., Dorozhkova I. A. Economical efficiency of panels with rebbon-cut of different structure
Gabrussenko V. V., Butvilovskij I. I., Svetov A. A. Slabs of coverings with dimensions of 3×12 m with mixed reinforcement
Klevtsov V. A., Biruline Yu. Ph., Zavarzaev G. N. Influence of plates of internal elements on strength of joints of reinforced concrete structures under local compression
Sviridov N. V. Concrete with strength equal to 150 MPa on ordinary portland cements
Zhukov N. V., Shaposhnikov A. V. Determination of standard and calculated resistances of cement-soil
Ajrapetov G. A., Pantchenko A. I., Nesvetajev G. V. Operative control of frost-resistance of concrete
Dvorkin L. I., Martchuk V. N. Optimization of compositions of cast slag-containing concretes
Olekhnovitch K. A. Means of volumetric vibro-moulding of largesized reinforced concrete elements
Solovjeva R. Ph., Djatchenko S. S., Uvarova S. Kh., Borisenko T. Yu. Increasing of heat-reflecting properties of monolith concrete with anti-frost admixtures
Luzhin O. V., Zabegaev A. V., Kuderin M. K. Peculiarities of deformability of reinforced concrete slabs under actions of shocks
Zalesov A. S., Gundar' V. A., Tchizhevskij V. V. Edge pressingthrough
Lutchko I. I., Lotysh V. V. Distribution of tangential stresses between reinforcement and concrete in reinforced concrete beam

Malinina L. A. Les problèmes de la production et de l'application des ciments complexes finement moulus
Chtcherbakov E. N., Rojak G. S., Khubova N. G., Granovskaja I. V. La résistance du béton sur un ciment complexe finement moulu
Vysotskij S. A., Brusser M. I., Smirnov V. P., Tsarik A. M. L'optimisation de la composition du béton avec des adjuvants minéraux dispersés
Tcharoujsky Yu. A., Krasnokoutskaja T. B., Oukhov B. S. Les études du recouvrement en béton armé produit en éléments préfabriqués triangulaires
Tchinenkov Yu. V., Dorozhkova I. A. L'efficacité économique des panneaux avec la coupe rubanière d'une structure différente
Gabroussenko V. V., Boutvilovsky I. I., Svetov A. A. Les dalles des recouvrements avec les dimensions de 3×12 m avec le renforcement mixte
Klevtsov V. A., Birouline Yu. Ph., Zavarzaev G. N. L'influence des plaques des éléments internes sur la résistance des joints des structures en béton armé sous la compression locale
Sviridov N. N. Le béton avec la résistance de 150 MPa sur les ciments portlands ordinaires
Zhoukov N. V., Chapochnikov A. V. La détermination des résistances normatives et calculées du sol à ciment
Ajrapetov G. A., Pantchenko A. I., Nesvetajev G. V. Le contrôle opératif de la résistance au gel du béton
Dvorkine L. I., Martchouk V. N. L'optimisation des compositions des bétons coulés contenant le laitier
Olekhnovitch K. A. Les moyens de vibro-moulage volumétrique des éléments de grandes dimensions en béton armé
Solovjeva R. Ph., Djatchenko S. S., Ouvarova S. Kh., Borissenko T. Yu. Le perfectionnement des propriétés d'isolement thermique du béton coulé avec des adjuvants anti-gels
Louzhine O. V., Zabegaev A. V., Kuderin M. K. Les particularités de la déformation des dalles en béton armé sous les actions des chocs
Zalassov A. S., Goundar' V. A., Tchizhevskij V. V. L'extrusion aux limites
Louchko I. I., Lotych V. V. La distribution des contraintes tangentielles entre les armatures et le béton dans la poutre produite en béton armé

Malinina L. A. Probleme über Produktion und Anwendung von feingemahlenen Mehrkomponentenzementen
Stscherbakow Je. N., Rojakk G. S., Huhowa N. G., Granowskaja I. W. Betonfestigkeit unter Anwendung von feingemahlenem Mehrkomponentenzement
Wysozkij S. A., Brusser M. I., Smirnow W. P., Zarick A. M. Optimierung der Betonzusammensetzung mit mineralischen Dispersionszusätzen
Tscharujskij Ju. A., Krasnokutskaja T. B., Uchow B. S. Untersuchung des Stahlbetontodaches aus dreieckigen Fertigteilen
Tschinenkova Ju. W., Dorosikowa I. A. Ökonomische Wirkung der Platten mit streifenförmiger Aufteilung von unterschiedlicher Konstruktion
Gabrussenko W. W., Butwilowskij I. I., Swetow A. A. Dachplatten von Grösse 3×12 und mit gemischtem Bewehren
Klewzow W. A., Birulin Ju. F., Sawarsajew G. N. Einfluss der Einlegeteileplatten auf Festigkeit von Verbindungsknoten in Stahlbetonkonstruktionen unter örtlichem Druck
Swiridow N. W. Betonfestigkeit von 150 MPa unter Anwendung von normalen Portlandzementen
Shukow N. W., Schaposhnikow A. W. Ermittlung von normativen und rechnerischen Widerständen des Zementbodens
Ajrapetow G. A., Pantschenko A. I., Neswetajew G. W. Operative Kontrolle zur Frostbeständigkeit des Betons
Dworkin L. I., Martschuck W. N. Optimierung der Zusammensetzungen von schlackenhaltigen Gussbetonen
Olechnowitsch K. A. Raumvibroformgebungsmittel von grossformatigen Stahlbetonelementen
Solowjowa R. F., Djatschenko S. S., Uwarowa S. H., Borissenko T. Ju. Erhöhung von wärmedämmenden Eigenschaften des monolithischen Betons mit Frostschutzzusätzen
Lushin O. W., Sabegajew A. W., Kuderin M. K. Deformierungsbesonderheiten von Stahlbetonplatten unter Schlageinwirkungen
Salassow A. S., Gundarj W. A., Tschishewskij W. W. Randdurchstanzen
Lutschko I. I., Lotysch W. W. Verteilung von Tangentialspannungen zwischen der Bewehrung und dem Beton im Stahlbetonbalken

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

Технический редактор Е. Л. Сангурова

Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 13.12.89.
 Печать высокая.
 Тираж 13424 экз.

Подписано в печать 25.01.90
 Бумага книжно-журнальная.
 Заказ 469

T-05234
 Усл. печ. л. 6,0
 Усл. кр.-отт. 6,75

Формат 60×90^{1/2}
 Уч.-изд. л. 8,18
 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

**Казахский государственный институт
по проектированию предприятий
цветной металлургии «КАЗГИПРОЦВЕТМЕТ»
предлагает**

Вспомогательные документы для составления ведомостей материалов строительной части проектов по программе АВС-ЗЕС, позволяющие сократить сроки нахождения кодов конструкций в библиотеке не менее чем в 4 раза.

Для организаций, имеющих СМ-1420 и использующих текстовый редактор «Микромир», — программу «ОВД» для выполнения листов «общие данные» по общестроительной части проектов. Использование этой программы позволяет сократить время и трудозатраты в 3...4 раза по сравнению с традиционным способом. Результат выпечатывается на АЦПУ в соответствии с ГОСТ 2.004—79. Структура программы позволяет расширить возможности для выполнения листа «общие данные» для других частей проекта.

Передача материалов осуществляется по договорным ценам.

**Адрес для писем: 492013, г. Усть-Каменогорск,
ул. Ворошилова, 156; телетайп 02139116 СЕЛЕН; телефоны:
42-89-62 (А. Б. Костин); 42-83-74 (В. П. Удовицкий)**

ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ!

Всесоюзная ассоциация коррозионистов (ВАКОР) совместно с заинтересованными организациями в мае 1990 г. проводит в г. Донецке VIII Всесоюзную научно-практическую конференцию «Коррозия и защита строительных конструкций производственных зданий и сооружений» («Коррозия-90»).

На конференции будут обсуждены вопросы:

- современные научные представления о процессах коррозии и пути повышения эффективности капитальных вложений за счет увеличения стойкости материалов и долговечности зданий и сооружений
- опыт передовых предприятий в реализации научных разработок, обеспечивающих эффективную защиту от коррозии строящихся, реконструируемых и эксплуатируемых зданий и сооружений
- опыт передовых предприятий и организаций антикоррозионной службы по защите строительных конструкций в условиях эксплуатации
- рациональное, научно обоснованное использование сырьевых и материальных ресурсов, в том числе крупнотоннажных отходов, для изготовления средств противокоррозионной защиты строительных конструкций
- экономическая оценка эффективности антикоррозионных мероприятий в строительстве
- новые эффективные разработки способов повышения коррозионной стойкости и защиты строительных конструкций, удлинения межремонтных периодов и сокращения затрат на ремонтно-восстановительные работы, методы проектирования конструкций на оптимальный срок службы
- современные методы обследования строительных конструкций в агрессивных средах, рекомендации по оказанию технической помощи промышленным предприятиям.

На конференции будут организованы консультации ведущих специалистов по методам оценки коррозионного состояния строительных конструкций, методам исследований коррозионной стойкости материалов и определения ресурса их защитного действия, по прогнозу долговечности конструкций при различных вариантах их защиты и по методикам оценки экономической эффективности антикоррозионной защиты.

Одновременно намечено проведение ярмарки научно-технических разработок с целью заключения договоров и контрактов между организациями.

Более подробные сведения о конференции можно получить в НИИЖБе по адресу: 109389, Москва, 2-я Институтская ул., 6, Оргкомитет конференции по коррозии.