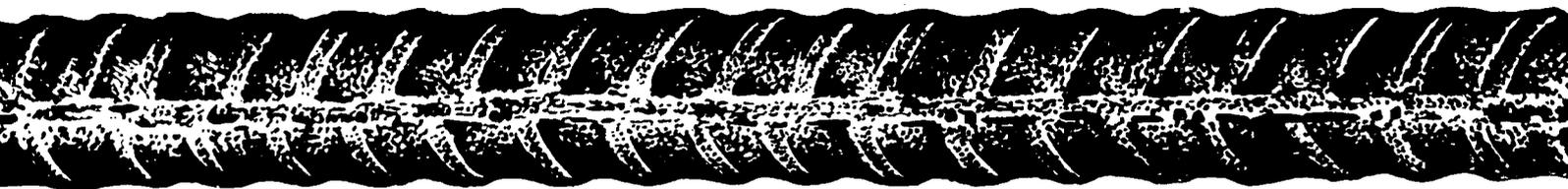
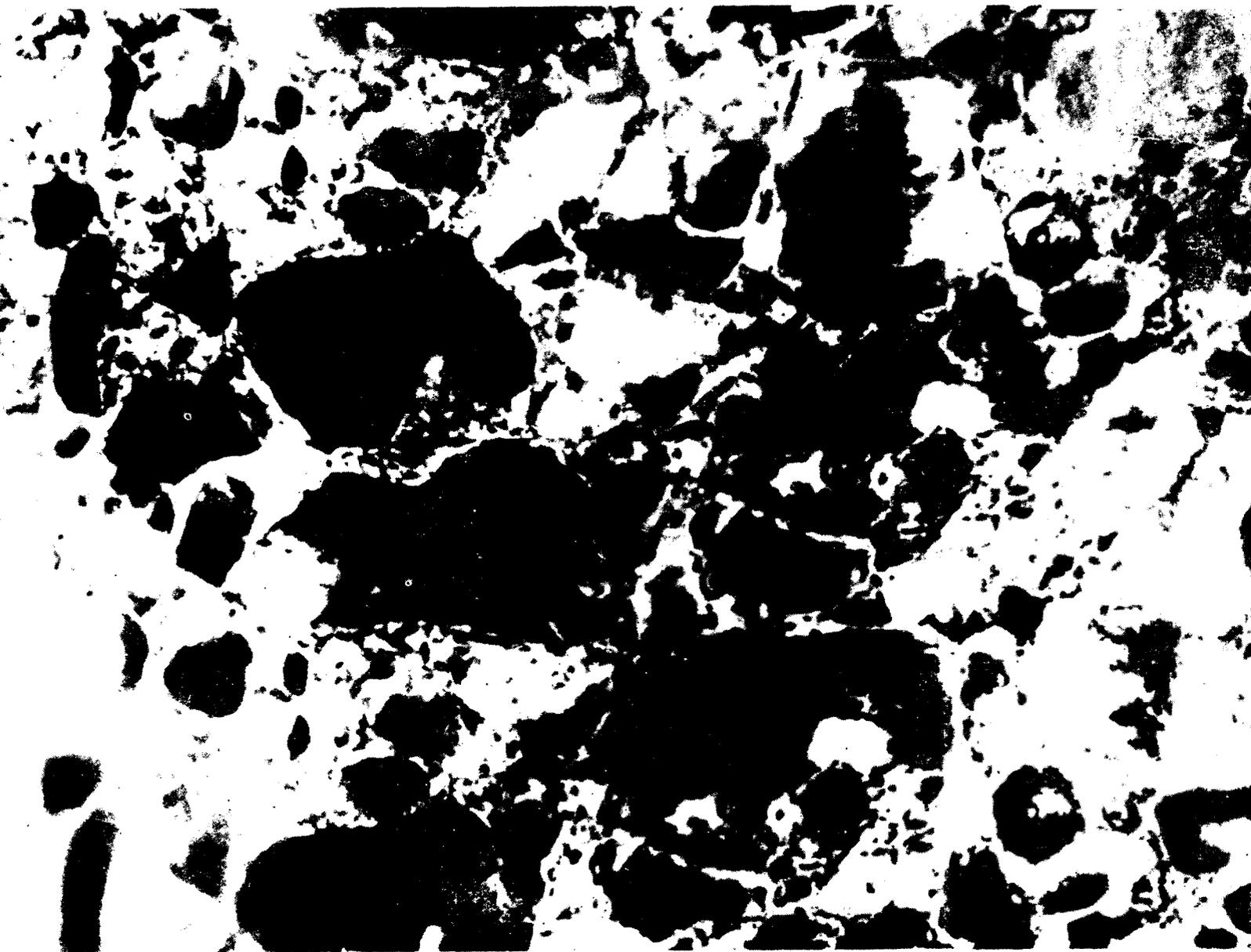


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН **6** 1989



ВНЕДРЯЙТЕ

ВЫСОКОЭФФЕКТИВНЫЙ

БЕТОНУКЛАДЧИК

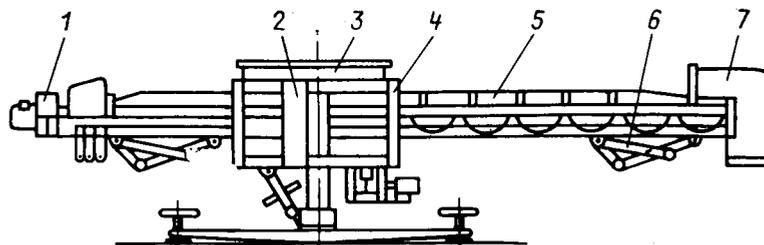
ЦНИИОМТП!

Секционный передвижной конвейер-бетонукладчик производительностью до 60 м³/ч обеспечит Вам подачу и распределение бетонной смеси при работах нулевого цикла.

Диапазон подаваемых материалов практически не ограничен (песок, щебень, гравий, уголь, руды, штучные грузы, в том числе кирпич, малогабаритные блоки и т. п.).

Бетонукладчик решает проблему подачи как легких бетонов (ячеистых, полимерных), так и сверхтяжелых, получаемых с использованием металлического заполнителя.

Бетонукладчик успешно применяется при подаче жестких смесей с нулевой осадкой конуса, а также с заполнителем крупностью 70 мм и более.



1 — гидрооборудование; 2 — электрооборудование; 3 — бункер;
4 — основание; 5 — стрела; 6 — опора; 7 — воронка

По сравнению с бетононасосом стоимость бетонукладчика в 10 раз ниже. Он прост в обслуживании, надежен в работе, экологически чист. Качество подаваемых бетонных смесей гарантируется.

Рабочая длина одной секции, мм	6000
Установленная мощность, кВт	4
Масса, кг	1150
Стоимость изготовления одной секции, тыс. р.	9

ЦНИИОМТП предоставляет рабочую документацию, услуги специалистов и техническое содействие.

**АДРЕС: 127434, МОСКВА, ДМИТРОВСКОЕ ШОССЕ, 9.
ТЕЛЕФОН ДЛЯ СПРАВОК 216-36-70.**

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

6 (411)

Издается с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

Июнь 1989

СОДЕРЖАНИЕ

Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!	
Совершенствование строительного комплекса Подмосковья	2
Экономия ресурсов	
<i>Белянов В. А., Кутуев С. Б., Гаврилина В. М.</i> Эффективность производства наружных панелей с повышенными теплотехническими качествами	4
Конструкции	
<i>Валь Е. Г., Вайсман Э. Л., Розенберг М. Я., Багашвили Э. Ш.</i> Напряженно-деформированное состояние сборных диафрагм с проемами	6
<i>Шевченко Б. Н., Тарик К. Ю., Хусанов Э., Шевченко С. Б.</i> Работа пустотных панелей перекрытия при одноразовых и повторных нагружениях	8
<i>Валовой А. И.</i> Работа преднапряженных плит при малоцикловом нагружении	10
<i>Шварцман П. И., Фуников А. Г., Черных К. В., Граник М. Ю.</i> Трехслойные панели наружных стен с раздельно формируемыми скорлупами	11
Бетоны	
<i>Аронов Б. Л., Бердов Г. И., Яворская В. А.</i> Корректирование составов бетонных смесей по активности цемента	13
<i>Кириллов А. П., Павлов П. Г.</i> Исследования прочности бетона в сложном напряженном состоянии	15
<i>Подгорнов Н. И., Шкурко А. Е.</i> Гелиокамеры для ТВО бетона	17
<i>Глазкова С. В., Сергеенко Л. Н., Харченко А. В., Гакен М. В., Кириченко М. А., Филенкова Г. М.</i> Новая пластифицирующая добавка	19
Заводское производство	
<i>Ксенякин Б. А., Ганин В. П.</i> Теплообменник для подогрева воды затворения бетонной смеси	21
<i>Шастун В. Н., Цыро В. В., Марченко Э. И., Соломатина Г. И.</i> Гибкая технологическая линия производства сборных изделий	23
Вопросы качества	
<i>Стронгин Н. С., Спивак Н. Я.</i> Технологические требования к легкому бетону панельных конструкций жилых домов	26
В помощь проектировщику	
<i>Пивоваров В. В.</i> Некоторые особенности расчета прочности балок таврового профиля	28
<i>Рахманов В. А., Гольдфайн Б. С., Дорогов А. Б., Турко О. Г.</i> О влиянии скорости нагружения на сцепление арматуры с бетоном	30
<i>Кумпяк О. Г.</i> Регрессионный анализ несущей способности балок по наклонным сечениям	32
<i>Колтынюк В. А.</i> Прочность изгибаемых составных систем	34
Долговечность	
<i>Грушко И. М., Дегтярева Э. В., Чибозо Зинсу, Маслов В. В.</i> Обеспечение сохранности арматуры в бетоне на морской воде	36
Стандарты и нормативные документы	
<i>Краковский М. Б.</i> Надежность конструкций, проектируемых по советским и зарубежным нормам	38
В порядке обсуждения	
<i>Заседателев И. Б., Мишин Г. В.</i> Особенности физических процессов при обработке бетона продуктами сгорания природного газа	41
Использование промышленных отходов	
<i>Крылов Б. А., Соскин Г. М., Погорелов Б. А.</i> Цветной бетон на огарках серного колчедана	43
Библиография	
<i>Феднеев Л. А.</i> Книга о добавках в бетон	45



МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНОГО КОМПЛЕКСА ПОДМОСКОВЬЯ

Капитальное строительство является важным средством дальнейшего развития общественного производства, ключевым инструментом в решении целого ряда актуальных социальных проблем. Стержнем всех целевых задач капитального строительства в Московской области на текущий и последующий годы является жилищное строительство. О средствах и путях совершенствования строительного комплекса Подмоскovie шла речь на собрании партийно-хозяйственного актива работников всех строительных подразделений области, состоявшемся 8 апреля 1989 г. Большое внимание было уделено результатам работы строителей в первом квартале 1989 г. Намечены конкретные мероприятия по выполнению плановых заданий года и двенадцатой пятилетки в целом.

Выступивший на собрании председатель исполкома Мособлсовета И. М. Черепанов отметил, что за первые три года пятилетки в городах и сельской местности области введены в эксплуатацию жилые дома общей площадью 8670 тыс. м². Наиболее интенсивно жилищное строительство велось в городах Железнодорожном, Пущино, Троицке, в Ленинском, Луховицком, Серебряно-Прудском и Шаховском районах. Жилой фонд здесь за три года увеличен на 2—2,5 м² в расчете на одного жителя. В целом по области этот показатель составил 1,3 м².

В первом квартале 1989 г. в области введено в эксплуатацию около 400 тыс. м² общей площади жилых домов. Ввод жилья не превысил 10% годового планового задания в Волоколамском, Дмитровском, Озерском, Орехово-Зуевском и Талдомском районах. Низки отдача фондов и использование мощностей крупнопанельного домостроения на Коломенском, Наро-Фоминском и Щелковском ДСК.

Касаясь вопроса сооружения новых ДСК в Солнечногорском, Пушкинском, Павлово-Посадском и Шатурском районах, докладчик отметил, что решается он без предприимчивости и инициативы как со стороны этих районов, так и облплана и Главархитектуры области.

Одним из важных направлений в реализации жилищной программы является монолитное домостроение. Мособлстройкомитету в тринадцатой пятилетке предстоит построить из монолитного бетона жилых домов общей площадью более 2 млн. м². Большие неиспользованные резервы есть в монолитном домостроении, особенно при возведении домов малой и средней этажности.

В настоящее время возникла проблема обеспечения строительными материалами тех подразделений, которые ведут строительство жилья хозяйственным способом. Этим способом возводится менее 1/10 вводимых в эксплуатацию жилых домов. Так, в первом квартале предприятия области возвели собственными силами всего 17 тыс. м² общей площади домов. Хозяйственный способ жилищно-гражданского строительства широко используется предприятиями Балашихи, Железнодорожного, Загорска, Коломны и Ступина.

Весомый вклад в реализацию жилищной программы вносят молодежные жилищные комплексы в Калининграде, Ногинске, Фрязине, Климовске, Ступине, Химках и Электростали. В то же время в Ленинском, Дмитровском, Домодедовском и Красногорском районах строительство МЖК даже не планируется. А ведь представители МЖК занимаютя производством строительных материалов и конструкций на заводах ЖБИ, самостоятельно осуществляют проектные работы. Все это значительно сокращает срок возведения жилья, повышает качество строительства.

Одним из резервов в жилищном строительстве докладчик назвал расширение кооперативного и индивидуального начал. В этом году планируется ввести жилых домов, построен-

ных таким способом, более 240 тыс. м² общей площади. Поэтому важно ориентироваться на существенное превышение этого планового показателя. В первом квартале освоение кооперативных средств не превысило 20% годового плана, а ввод кооперативного и индивидуального жилья составил всего 33 тыс. м² общей площади.

Докладчик призвал подходить к решению вопросов строительства объектов производственного и социального назначения на селе с позиций мартовского (1989 г.) Пленума ЦК КПСС. По оперативным данным, годовой лимит капитальных вложений и строительно-монтажных работ в агропромышленном комплексе в первом квартале использован на 18%. В числе первоочередных задач — строительство и ввод в эксплуатацию животноводческих помещений на 50 тыс. голов крупного рогатого скота, 28 га зимних и 24 га пленочных теплиц, силосных сооружений объемом на 255 тыс. м³. Приоритетное значение приобрели все объекты пищевой и мясомолочной промышленности. Программу наращивания их производственного потенциала необходимо выполнять в объемах, намеченных пятой сессией Мособлсовета.

Этой программой предусмотрен ввод Озерского молокозавода, пельменных цехов на Дмитровском и Коломенском мясокомбинатах. Продолжаются строительные работы на объектах Дмитровского молокозавода, Клинского и Орехово-Зуевского мясокомбинатов, Павлово-Посадского и Рузского городских пищекомбинатов. Ввод мощностей на этих предприятиях по решению сессии облсовета должен быть обеспечен в 1990 г. В текущем году предусматривается начать строительство Егорьевского, реконструкцию Коломенского, Луховицкого, Подольского и Ступинского молокозаводов, Егорьевского и Щелковского мясоперерабатывающих предприятий.

Неудовлетворительно ведутся строительно-монтажные работы на Озерском молокозаводе, Клинском и Коломенском мясокомбинатов. В целом лимиты капитальных вложений, выделенные в 1989 г. на развитие пищевой промышленности, в первом квартале освоены только на 17%.

Подчеркнув исключительное значение программы социального переустройства села, И. М. Черепанов отметил, что в последние годы неоправданно снижается объем усадебного строительства. Его удельный вес упал до 13%. Продолжается отчуждение сельского жителя от земли. В долгостроях числятся дома культуры Марьинской птицефабрики, совхозов «Луховицкий», «Сельская новь», «Порецкий». При сооружении клубов и домов культуры строители нуждаются в помощи исполкомов райгорсоветов и руководителей хозяйств. Такие строители должны стать народными.

За три года пятилетки завершены работы по строительству 144 населенных пунктов на селе. В этом году предстоит обустроить 23 деревни. В целом за двенадцатую пятилетку поставлена задача восстановить 350 производственных центров.

Докладчик детально остановился на вопросах развития базы промышленности строительных материалов и строительной индустрии. В реализации программы развития, намеченной сессией Мособлсовета, с самого начала наметились срывы, в частности, по производству более 50 млн. шт. кирпича на Гололобовском, Можайском и Павлово-Посадском заводах. Существенным подспорьем в сокращении дефицита кирпича является создание ведомственных малых кирпичных заводов. Работа по сооружению таких заводов ведется в городе Электростали, Воскресенском, Дмитровском, Солнечногорском, Ступинском и Серебряно-Прудском районах.

В заключение И. М. Черепанов остановился на вопросах создания Мособлстройкомитета, его структуре и задачах,

стоящих перед комитетом, имеющим права союзного министерства и охватывающим деятельность всех строительных организаций вне зависимости от их ведомственной подчиненности и предпринятой строительной индустрии.

Председатель Мособлстройкомитета Ю. Н. Савин отметил в своем выступлении, что в настоящее время важен вопрос развития индустрии домостроения. Так, начаты подготовительные работы на Солнечногорском ДСК, развернута реконструкция Электростальского КПП, Серпуховского, Орехово-Зуевского, Дмитровского и Тучковского ДСК. В настоящее время подготавливается сооружение комбинатов монолитного домостроения в Павловском Посаде, Шатуре и Ивантеевке.

Об опыте внедрения новых форм организации производства рассказал управляющий трестом Мособлстрой № 10 В. И. Расщепкин. Он отметил, что если до перехода на новые методы хозяйствования трест был убыточным, то с переходом на арендный подряд возросли объемы работ, снизилась себестоимость строительства, появилась прибыль. Однако арендные отношения поддерживаются только между трестом и его подразделениями, что снижает эффективность новых хозяйственных отношений. Необходимо, чтобы генподрядные тресты рассчитывали расход строительных материалов субподрядным организациям под запланированные объемы работ.

Управляющий ПСО № 2 Клинского района П. Н. Петров отметил, что за последние три года в объединении проделана большая работа по совершенствованию структуры управления. В настоящее время здесь добились главного — воедино совмещены функции проектировщиков, заказчиков и строителей. Таким образом, ПСО трансформировалось из органа управления в рабочий орган, в котором каждый отвечает за порученный участок работы. Перевод объединения на полный хозрасчет дал хорошие результаты. Так, полностью выполнены плановые задания по сдаче в эксплуатацию жилых домов, объектов социально-бытового назначения.

В своем выступлении первый секретарь МК КПСС В. К. Месяц подчеркнул, что перед вновь созданным Мособлстройкомитетом стоит задача быстрее завершить этап его формирования и становления и перейти к активной координации капитального строительства на всей территории области, добиться уже в 1989 г. существенного улучшения деятельности всего строительного комплекса Подмосковья. Он напомнил, что развитие строительной индустрии — необходимое условие развития социальной сферы Московской области. Однако отдельные руководители, исходя из местнических интересов, препятствуют строительству объектов собственной базы.

Не наступило перелома в развитии строительной базы, реконструкции предприятий и в текущем году. С большим отставанием осваиваются капитальные вложения на Серпуховском ДСК, Лыткаринском заводе ЖБИ, не начаты работы по реконструкции на Дмитровском и Орехово-Зуевском ДСК, Домодедовском заводе ЖБИ. На наращивании мощностей предприятий бывшего Главмособлстройматериалов за два месяца нынешнего года освоено средств вдвое меньше, чем за тот же период прошлого года.

Овладение прогрессивными методами хозяйствования — процесс творческий. Освоение аренды исключает командование, оно должно идти путем убеждения людей, создания им необходимых условий работы. Необходимо вести умелую пропаганду передового опыта, усилить экономическую заинтересованность работающих. Успешная деятельность вновь созданного строительного ведомства будет определяться отработкой механизма управленческих и экономических взаимосвязей. Необходимо добиваться, чтобы каждая строительная организация почувствовала себя ответственной не только за выполнение ведомственных задач, но и была нацелена на решение проблем, стоящих перед всем народнохозяйственным комплексом Подмосковья. В наращивании мощностей строительной индустрии, создании единой производственной инфраструктуры должны иметь свою конкретную программу и строительные организации, и предприятия строительной индустрии, подчиненные министерствам и ведомствам. В своей деятельности они могут кооперироваться в создании совместных предприятий, ориентировать свои планы прежде всего на реализацию Продовольственной программы, а также на строительство объектов социального и культурно-бытового назначения.

Следует отметить, что острой проблемой в производстве строительных материалов и конструкций остается качество

выпускаемой продукции. Об этом, в частности, говорилось на областном совещании партийно-хозяйственного актива, состоявшемся 15 апреля 1989 г. Так, на предприятиях бывшего Главмособлстроя из подлежащих аттестации продукции на сумму 10,8 млн. р. не выпускается вообще изделий с государственным Знаком качества. Промышленность бывшего Главмособлстройматериалов только 4% из объемов продукции, подлежащих аттестации, выпускает по высшей категории качества.

Серьезную озабоченность в работе предприятий строительных материалов вызывает наметившийся разрыв между темпами строительных работ, выполняемых организациями бывшего Главмособлстроя, и выпуском строительных материалов и конструкций. Так, за три года пятилетки строительный главк увеличил объем строительного-монтажных работ на 16%, а предприятия бывшего Главмособлстройматериалов увеличили объем производства лишь на 11,7%. Низкие темпы наращивания выпуска строительных материалов и конструкции сдерживают и развитие строительства хозяйственным способом, отрицательно влияют на насыщение рынка остродефицитными товарами. Сложным является экономическое состояние большинства предприятий, выпускающих строительные материалы и конструкции.

Все подразделения промышленности строительных материалов Подмосковья переходят на арендные отношения. Это требует поисков наиболее эффективных форм и структур управления подотраслью строительного комплекса. Именно здесь коллективы отстающих, убыточных предприятий первыми начали переходить на аренду и добились значительного улучшения дел. Необходимо широко распространить такой опыт. Так, коллектив комбината «Стройперлит» с 1 января 1989 г. перешел на арендный подряд и уже в первом квартале 1989 г. добился роста производительности труда более чем на 13%. Чтобы развитие арендных отношений пошло динамичнее, необходимо найти наиболее совершенную организационную модель руководства предприятиями.

В связи с возрастанием работ по социальному переустройству села все острее становится проблема приобретения строительных материалов. Увеличивается число жалоб от хозяйственных руководителей на плохое обеспечение строительными материалами и конструкциями. Но предприимчивые, инициативные хозяйственники активно действуют. Так, совхоз «Солнечное» принял на баланс от завода полимерных изделий завод, выпускавший всего 400 тыс. шт. кирпича в год. В настоящее время совхоз завершает реконструкцию этого предприятия. Осуществляется она при долевом участии предприятий района, исполкома горсовета, солнечногорского Агропромбанка. Мощность реконструируемого завода в скором времени достигнет 5 млн. шт. кирпича в год.

Вопросы благоустройства сел Подмосковья нельзя рассматривать в отрыве от градостроительства и архитектуры, основой которой являются генеральные планы застройки городов. Известно, что разработана схема размещения объектов жилищного и культурно-бытового назначения в городах и поселках городского типа на период до 1990 г. Утверждены проекты реконструкции центров старинных городов Подмосковья. Однако их реализация осуществляется некомплексно и крайне медленными темпами. Это влечет нарушение пропорций между объемами жилищного и культурно-бытового строительства, отставание работ по освоению, инженерному оборудованию и благоустройству территорий новых застроек.

Затянулось формирование новых микрорайонов в Рузе, Талдоме, Серебряных Прудах. Внешний вид домов, детали для которых выпускают подмосковные ДСК, не отвечает архитектурно-художественным требованиям.

В первом квартале 1989 г. в капитальном строительстве области на техническое перевооружение и реконструкцию действующих предприятий использовано 193,3 млн. р. капитальных вложений. Это на 5% больше, чем за тот же период прошлого года. Строительно-монтажные организации выполнили подрядных работ на сумму 342,2 млн. р. Не выполнили квартальных заданий по подрядным работам организации бывш. Главмособлстройматериалов, тресты Мособлстрой № 1, № 6, № 8 и др.

Опыт работы некоторых промышленных предприятий области показывает, что переход на арендные отношения дает заметный рост производительности труда, улучшается качество продукции, увеличиваются объемы производства. Главное — повышается ответственность каждого члена коллектива за результаты труда.

УДК 69.022.326

В. А. БЕЛЯНОВ, канд. техн. наук, С. Б. КУТУЕВ, канд. экон. наук,
В. М. ГАВРИЛИНА, инж. (ЦНИИЭП жилища)

Эффективность производства наружных панелей с повышенными теплотехническими качествами

С введением СНиП II-3-79** «Строительная теплотехника» требования к теплозащите жилых и общественных зданий возросли. Выбор ограждающих конструкций определяется экономически целесообразным сопротивлением теплопередаче, при котором приведенные затраты с учетом расходов на отопление при эксплуатации зданий оказываются минимальными. Такой подход направлен на достижение максимального эффекта при выборе конструкций наружных стен.

Однако на практике основные препятствия при внедрении наружных панелей с высокими теплозащитными свойствами заключаются в заводском производстве изделий. Переход на выпуск трехслойных (с эффективным утеплителем) конструкций увеличивает заводские трудозатраты вследствие появления двух операций по укладке бетона вместо одной, необходимости раскрытия и укладки утеплителя, а также формирования ребер жесткости в панелях с жесткими связями или анкеровки слоев в панелях с гибкими связями. На технологических линиях заводов годовой мощностью 100...150 тыс. м² требуется второй бетоноукладчик и не менее двух дополнительных постов. При проектировании новых заводов все это решается сравнительно просто, а на действующих предприятиях при реконструкции, как правило, снижается мощность технологической линии по производству панелей наружных стен. Это объясняется тем, что действующие конвейерные линии для производства панелей имеют обычно всего 8...9 постов на формовочной ветви при годовой мощности 120...160 тыс. м², что часто лимитирует выпуск даже однослойных панелей. Естественно, что размещение на таких линиях более трудоемкого производства с дополнительными механизмами и операциями увеличивает продолжительность такта конвейера, число постов и общую длину конвейера.

Кроме того, почти в 60% случаев длина строительных пролетов менее 144 м, что делает невозможным удлинение конвейера. Удлинение пролетов, а также пристройка или строительство новых, в которых можно было бы организовать полноценное производство трехслойных панелей с эффективным утеплителем, на двух третях действующих предприятий также неосуществима из-за стесненности заводских территорий.

Таким образом, одной из основных причин ограниченного внедрения трехслойных конструкций является ожидаемое заводами снижение мощности производства. Этот вопрос возникает и при возможности реконструкции линий, поскольку не исключена остановка действующего производства.

Целесообразно рассмотреть экономическую эффективность освоения выпуска трехслойных панелей с позиции интересов предприятия, а не народного хозяйства в целом, как это делалось при определении технико-экономических показателей различных вариантов ограждающих конструкций.

В новых условиях хозяйствования, когда предприятие оставляет в своем распоряжении гарантированную долю прибыли, оно объективно должно быть заинтересовано в увеличении общей суммы прибыли. При переходе на выпуск трехслойных панелей себестоимость производства возрастает, но увеличивается также и оптовая цена изделия и, следовательно, судить о том, эффективно ли для предприятия освоение этих конструкций, можно лишь зная величину каждого параметра.

Повышение себестоимости заводского производства изделий при переходе на выпуск трехслойных панелей может быть различным в зависимости от конкретной ситуации на данном заводе. Для определения увеличения себестоимости производства и оптовых цен различных видов ограждающих конструкций были приняты следующие начальные условия.

Завод годовой мощностью 160 тыс. м² жилых домов серии 90/1, расположенный в Московской области, имеет для производства панелей конвейерную линию с 8 постами на формовочной ветви. Такт конвейера при выпуске однослойных панелей — 20 мин. При производстве трехслойных конструкций такт увеличивается до 25,5 мин, что приводит к потере мощности линии на 22%*. Рассмотрим два варианта. Допустим, что на заводе имеется возможность строительства нового пролета для конвейерного производства трехслойных панелей с десятью постами на формовочной ветви, необходимыми для обеспечения такта 20 мин. Переход на выпуск трехслойных панелей осуществляется после полной амортизации основного технологического оборудования существующей линии (стоимость существующего оборудования в расчетах эффективности новой линии не учитывается). По второму варианту, на заводе отсутствует возможность строительства нового пролета, но на имеющихся площадях главного корпуса возможна организация участка с агрегатно-поточной технологией для изготовления части номенклатуры несущих стен. На этот участок передается изготовление изделий цоколей, парапетов и некоторых однослойных панелей (12 формовок в сутки). Суммарная годовая мощность завода с учетом двух производств (конвейерного и агрегатно-поточного) при выпуске трехслойных панелей составляет 160 тыс. м² как и до освоения новых конструкций.

Варианты перехода на выпуск трехслойных конструкций, при которых снижение мощности производства ничем не компенсируется, не рассматривали как заведомо неприемлемые.

По обычным вариантам определили все основные параметры производства —

* Рекомендации по рациональной технологии производства изделий КПД при реконструкции и техническом перевооружении предприятий. — М.: ЦНИИЭП жилища, 1985. — 82 с.

необходимую производственную площадь, состав оборудования, его массу, установленную мощность токоприемников, число рабочих. На основании этих данных установили трудозатраты, удельные капитальные вложения и себестоимость переработки в расчете на 1 м² ограждающих конструкций (за вычетом проемов). Кроме этого, рассчитали стоимость материалов. Далее, по сравнению с однослойной керамзитобетонной панелью толщиной 350 мм ($\gamma = 1100 \text{ кг/м}^3$), подсчитали увеличение трудозатрат, удельных капитальных вложений, стоимости материалов и себестоимости переработки. При этом рассматривали две конструкции трехслойных панелей: из тяжелого бетона и пенополистирольного утеплителя с гибкими связями ($\delta = 300 \text{ мм}$) и керамзитобетона ($\gamma = 1400 \text{ кг/м}^3$) и пенополистирольного утеплителя с жесткими связями ($\delta = 350 \text{ мм}$).

В результате установлено, что стоимость материалов для трехслойной конструкции с жесткими связями для условий Московской области практически не изменилась по сравнению с однослойной, а конструкция с гибкими связями оказалась экономичнее на 0,75 р/м² панели.

В целом заводская себестоимость производства изделий в вариантах с организацией дополнительных участков возрастает на 0,35 и 1,1 р/м² панели в трехслойных конструкциях с гибкими и жесткими связями.

При организации производства в новом пролете выпуск трехслойных панелей с жесткими связями увеличивает себестоимость на 0,5 р/м² панели, а трехслойных панелей с гибкими связями — снижает себестоимость на 0,25 р/м² панели вследствие уменьшения затрат на материалы.

Повышение же оптовой цены на рассматриваемые конструкции позволяет не только компенсировать все затраты, но и получить дополнительную прибыль 5,1...8,85 р/м², что для завода годовой мощностью 160 тыс. м² обеспечивает 0,5...0,85 млн. р. дополнительной прибыли в год.

Очевидно, что если завод КПД имеет возможность (при наличии целесообразности применения в данном климатическом районе) пусть даже с дополнительными капитальными вложениями (на 1...2,5 р/м²) и увеличением трудозатрат (на 0,2...0,4 чел.-ч/м²) освоить выпуск трехслойных конструкций без снижения мощности, то это для него экономически выгодно. Таким образом, экономический механизм ценообразования стимулирует предприятия к выпуску эффективных конструкций,

Следует отметить, что исходный уровень технико-экономических показателей производства панелей наружных стен, который при выпуске одинаковых конструкций может иметь значительные колебания (например, трудозатраты Черновицкого ДСК — 1,47, а Новосибирского завода КПД-6 — 2,41 чел.-ч/м² панели), по-существу не влияет на оценку целесообразности перехода на выпуск трехслойных панелей, поскольку рост оптовой цены сравнивается с абсолютным удорожанием производства.

При невозможности освоения трехслойных панелей без снижения мощности производства необходимо совершенствовать структуру бетона и повышать теплозащитные свойства панелей благодаря применению термовкладышей из эффективного плитного утеплителя и керамзитопенополистиролбетона. Конструкция панели с термовкладышами аналогична трехслойной панели с жесткими связями. Однако к ней не предъявляются столь жесткие требования по соблюдению предельной толщины ребер жесткости и максимальному перекрытию плоскости панели плитным утеплителем, что упрощает формование ребер и установку плит утеплителя, а также их раскрой. Достижение требуемого сопротивления теплопередаче R_0 зависит от конкретного решения таких конструкций (в том числе от размещения утеплителя по плоскости панели). При максимальном приближении этих конструкций к трехслойным с жесткими связями $R_0 = 1,35...1,4$, но при массовом применении, очевидно, R_0 будет составлять 1,1...1,2 (м².°С)/Вт.

Упрощение технологии изготовления таких панелей по сравнению с трехслойными с жесткими связями позволяет освоить их выпуск на некоторых действующих линиях, имеющих резервы продолжительности операций в пределах установленного такта, без снижения мощности. При этом вследствие роста оптовой цены изделий увеличивается прибыль на 4,8 р/м² панели. Однако значительное число конвейерных линий не имеет таких резервов и перевод их на изготовление панелей с термовкладышами потребует осуществления части формовок на дополнительных участках с агрегатно-поточной технологией. Очевидно, что в таких случаях целесообразно наладить выпуск трехслойных панелей.

Использование керамзитопенополистиролбетона предполагает введение в состав керамзитобетонной смеси в процессе приготовления гранул предварительно вспученного утеплителя и последующее формование из нее как для обычных однослойных конструкций. Эта

технология, внедряемая сейчас ЦНИИЭП жилища на некоторых заводах, в том числе на Львовском ДСК, не требует каких-либо изменений на формовочном конвейере в составе бригады и наборе оборудования. Некоторые дополнительные операции и оборудование необходимы только при вспучивании гранул пенополистирола.

Вследствие снижения расхода и стоимости материалов в этой конструкции, а также роста оптовой цены прибыль увеличивается до 2,64 р/м² панели. Полученные данные могут изменяться в зависимости от местных условий, в том числе климатических, транспортных, технологических, стоимостных, но в целом очевидно, что повышение тепловой эффективности ограждающих конструкций является одним из направлений повышения эффективности работы ДСК, особенно в новых условиях хозяйствования.

Выводы

Переход на выпуск ограждающих конструкций зданий с повышенными теплотехническими качествами обеспечивает домостроительному предприятию значительный рост прибыли даже при необходимости организации дополнительных производств.

Выбор конструкции панели следует осуществлять по критерию максимальной прибыли при условии сохранения объема производства на заданном уровне. При этом следует учитывать все резервы по созданию дополнительных производств.

Новые книги

В 1989 г. издательство «Будівельник» выпускает книгу д-ра техн. наук проф. В. В. Жукова (НИИЖБ) и канд. техн. наук доц. Э. Ф. Панюкова (СФ ДИСИ) «Термостойкость железобетонных конструкций».

Содержанием книги являются результаты совместной работы НИИЖБ с Симферопольским филиалом ДИСИ в области стойкости бетона при высоких температурах, совместной работы арматуры и бетона при нагреве, огнестойкости железобетонных конструкций и оценки пригодности их после пожара. Объем 10 п. л.

УДК 624.072.2.046

Е. Г. ВАЛЬ, Э. Л. ВАЙСМАН, М. Я. РОЗЕНБЕРГ, кандидаты техн. наук,
Э. Ш. БАГАШВИЛИ, инж. (ЦНИИЭП жилища)

Напряженно-деформированное состояние сборных диафрагм с проемами

В ЦНИИЭП жилища в составе гибкой системы панельного домостроения для крупнопанельных зданий высотой 10 этажей с шагами несущих стен 3; 3,6 и 6 м впервые разработан полносборный вариант конструкций здания с перекрестной системой балок-стенок технического этажа*. Такое решение позволяет сократить расход стали по сравнению с конструкцией в виде сборно-монолитного стола примерно на 15%, сохранив ритмичность полносборного строительства.

Основными несущими конструкциями технического этажа, заменяющими «стол», являются главные балки-стенки, расположенные под продольными стенами и опертые на торцы колонн (рис. 1). На главные балки-стенки опертые, частично несоосно с колоннами, второстепенные балки-стенки, расположенные под поперечными стенами здания. Главная балка-стенка, расположенная по средней продольной оси здания, состоит из двух элементов швеллерного сечения высотой 2,6 м, массой около 11 т каждый. Второстепенная — из двух элементов прямоугольного сечения. Балки-стенки обоих направлений имеют отверстия для пропуска коммуникаций и прохода людей. Панели стен типовых этажей имеют те же параметры, что и в обычных зданиях.

Работа такой перекрестной системы до настоящего времени не была изучена. В частности, неясна работа сборных балок-стенок под действием распределенной по верхней части нагрузки и сосредоточенной силы в средней части. В данном исследовании определяли напряженно-деформированное состояние конструкции на всех стадиях работы, вплоть до исчерпания несущей способности, с учетом совместной ее работы с вышерасположенными конструкциями.

Были проведены теоретические исследования работы системы балок-стенок по программе «ЛИРА» [1], предпола-

гающей упругую работу материалов, а также по программе «РАДУГА-86», учитывающей нелинейные деформации бетона и арматуры, образование и развитие трещин, раскрытие стыков [2...4].

Размеры сечения и армирование главной балки-стенки определены из плоской расчетной схемы в виде балки-стенки и опертых на нее панелей двух этажей, учитывающей их конструктивные особенности, по интегральным усилиям в элементах, полученным из упругого расчета: поперечных сил в надпроемной перемычке и опорной зоне, эксцентренного растяжения в подпроемной перемычке, растяжения и смятия в зоне опирания второстепенной балки-стенки, смятия над колоннами. Кроме того, по максимальным краевым сжимающим напряжениям проверяли прочность опорных сечений вышерасположенных стеновых панелей в платформенном стыке первого жилого этажа. Максимальные краевые напряжения сжатия допускались на 20% выше средней несущей способности платформенного стыка. Процент армирования перемычек близок к предельному при классе бетона В25.

Для возможного снижения массы и армирования главной балки-стенки были исследованы более сложные расчетные схемы: с горизонтальными связями между смежными балками-стенками, создающими неразрезность системы, и пространственная схема, учитывающая совместную работу продольных и поперечных балок-стенок вместе с вышележащими стенами.

В распорной схеме поперечная сила в перемычке балки-стенки и усилия растяжения в нижнем поясе снижаются в два раза, что исключает устройство в сечении главной балки-стенки верхнего уширенного пояса.

Целесообразно использовать пространственную работу перекрестной системы из балок-стенок при малом шаге колонн (3...3,6 м) по внешним продольным осям здания и при большом шаге (6...6,6 м) по средней оси. В этом случае поперечные балки-стенки технического этажа опираются по внешней оси на колонну, а по средней — на главную балку-стенку, что на 44% уменьшает сосредоточенную силу на главную балку и соответственно на 11% верти-

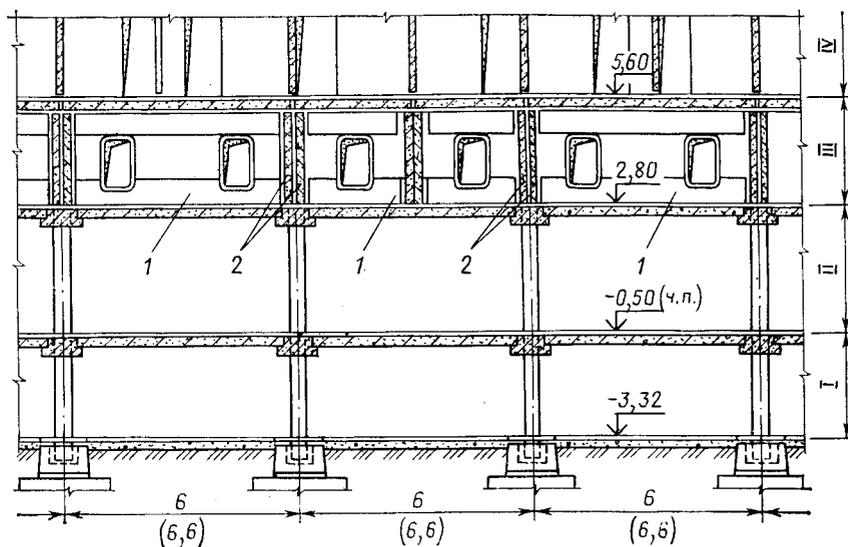


Рис. 1. Фрагмент продольного разреза здания
1 — продольная балка-стенка; 2 — поперечная; I — подвал; II — магазин; III — технический этаж; IV — жилые этажи

* А. с. 1368417 СССР, МКП® Е 04 Н 1/00. Многоэтажное сборное здание / Э. Л. Вайсман, Е. Г. Валь, Л. В. Гендельман и др. (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1988. — № 3.

кальные реакции на колонны среднего ряда из-за передачи части усилий на колонны крайнего ряда.

Снижение усилий в главной балке для системы с более частым шагом колонн крайних рядов позволяет перейти к более экономичному прямоугольному сечению, без расширения верхнего и нижнего поясов, сократить расход стали на 10...12% и снизить марку бетона на один класс.

Для изучения специфики работы железобетона в конструкции главной балки-стенки использовали программный комплекс «РАДУГА-86», реализующий анизотропную модель деформирования и разрушения бетона и железобетона [2, 3] и позволяющий при плоском напряженном состоянии определять напряжения и деформации в бетоне и арматуре с начала нагружения до разрушения, характер разрушения и разрушающую нагрузку. Комплекс применяли для изучения процесса деформирования трехэтажного фрагмента, включающего главную балку-стенку и две опорные на нее бетонные панели стен типовых этажей.

В деформационном расчете действующие на фрагмент внешние нагрузки увеличивались однопараметрически. Первые трещины образовались в средней части пролета балки-стенки вблизи зоны приложения сосредоточенной силы при нагрузке $P=0,3 P_{cal}$. Максимальная ширина раскрытия трещин на участке передачи нагрузки от поперечных балок-стенок при нормативной вертикальной нагрузке была около 0,4 мм, что несколько превышает допустимое значение. В результате расслоения по горизонтальной трещине участок нижнего пояса главной балки-стенки начинает работать как подвешенный на вертикальных арматурных стержнях и верхней части балки-стенки. Однако при повышении нагрузки усилия от поперечных балок передаются не только через нижнее ребро главной балки, но и через ее верхнюю опорную площадку, так как панели поперечных стен типовых жилых этажей длиннее второстепенной балки-стенки и частично опираются непосредственно на главную балку.

При нормативной нагрузке на небольшом участке в середине пролета длиной 0,5...1 м возможно раскрытие горизонтального шва между балкой-стенкой и панелью стены первого жилого этажа. Схема образования и развития трещин в балке-стенке показана на рис. 2.

Исчерпание несущей способности конструкции происходит при нагрузке $P \approx 2P_{cal}$ в результате раздавливания бетона в угловой зоне платформенного стыка панели первого типового этажа, опирающейся на балку-стенку. При нор-

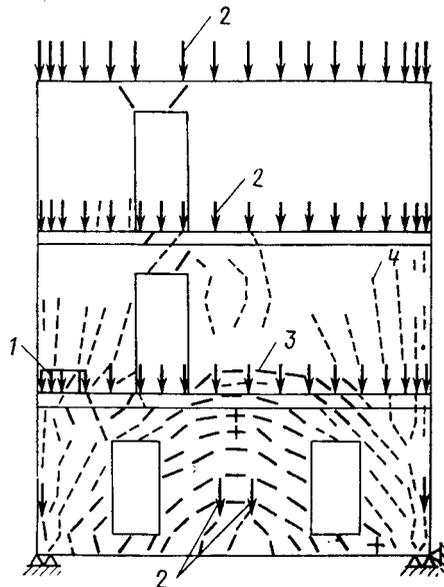


Рис. 2. Расчетная схема продольной диафрагмы
1 — зона начала разрушения; 2 — нагрузки; 3 — трещины с шириной раскрытия более 0,05 мм при $P=P_{cal}$; 4 — дополнительные трещины с шириной раскрытия менее 0,05 мм при $P=1,95 P_{cal}$

мативной нагрузке прогибы балки-стенки, равные 4 мм (1/1650 пролета), составляли 8% прогиба перед разрушением, равного 31,6 мм. Смещение опорных сечений в плоскости однопролетной балки-стенки при отсутствии горизонтальных закреплений, воспринимающих распор, при расчетной нагрузке составило 3,4 мм и перед разрушением до 20 мм.

Эпюры напряжений, полученные в результате физически нелинейного расчета

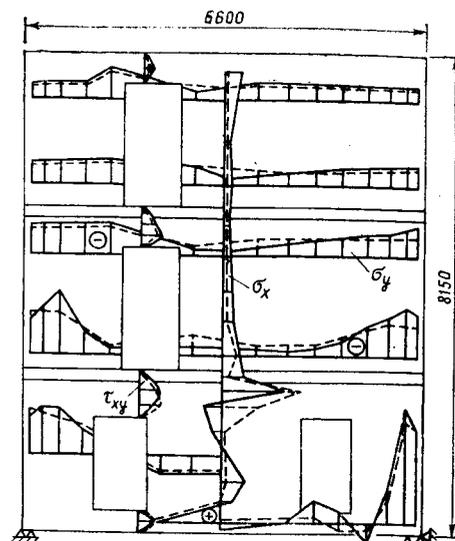


Рис. 3. Эпюры напряжений в диафрагме при суммарной вертикальной нагрузке $P=1,95 P_{cal}$
--- в предположении упругой работы;
— с учетом нелинейных деформаций

по программе «РАДУГА-86» для максимально достигнутых нагрузок и упругого — по программе «ЛИРА», представлены на рис. 3. Упругий расчет выявил качественно правильную картину распределения напряжений в зонах сжатия, но исказил картину распределения напряжений в зонах растяжения, образования и раскрытия трещин.

Для одного из вариантов переходной конструкции технического этажа по средней продольной оси здания (см. рис. 1) были проведены исследования двухэтажного фрагмента в масштабе 1:2 размером 3,29×3,05 м. Он состоял из двух спаренных главных балок-стенок, двух элементов колонн, двух плит перекрытий и одной стеновой панели типового этажа. Загружение производили в уровне перекрытия над первым этажом распределенной нагрузкой (суммарная разрушающая нагрузка 1,635 МН) и сосредоточенной на нижние полки балок-стенок (разрушающая 0,7 МН). Потеря несущей способности системы произошла при одновременном разрушении платформенного стыка и приопорных наклонных сечений балок-стенок. Причем разрушение началось с крайних зон платформенного стыка, при росте нагрузки распространялось в глубь пролета и носило пластический характер. Суммарная длина двух зон разрушения стыка равна 1,35 м. Образование трещин и их развитие отмечалось в первую очередь над и под проемами балок-стенок, начиная с сосредоточенных нагрузок 0,4 МН и привело к перераспределению вертикальных деформаций с ростом нагрузки. Эпюра распределения вертикальных деформаций и усилий в платформенном стыке имела седловидный характер.

Отмечено соответствие экспериментальных данных результатам расчета по программе РАДУГА-86 по характеру и значениям деформаций, схемам трещинообразования и разрушения.

Одним из слабых мест диафрагм являются угловые зоны платформенных стыков в уровне опирания нижней панели на балку-стенку, причем уменьшение сечений и жесткости в ней усиливает неравномерность действующих усилий в зоне платформенных стыков, поэтому проемы в балках-стенках целесообразно располагать на расстоянии более 1 м от осей колонн.

По длине горизонтального платформенного стыка можно допускать местное перенапряжение, но не более 20% расчетной прочности стыка на участке длиной не более 1/6 длины балки-стенки.

Армирование балок-стенок по обобщенным усилиям, полученным из упругого расчета, обеспечивает достаточную

надежность конструкции, но приводит к некоторому перерасходу арматуры в растянутых зонах. Усиление армирования перемычек, работающих с трещинами, требуемое по результатам упругого расчета, не повышает несущую способность диафрагмы, сохраняя опасность ее разрушения от сжатия горизонтального стыка в уровне перекрытия. Особое внима-

ние при проектировании рассмотренных балок-стенок следует уделять ограничению ширины раскрытия трещин.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Методические рекомендации по применению вычислительного комплекса «ЛИРА» для автоматизированного проектирования строительных конструкций. — Киев. НИИАСС Госстроя УССР, 1984. — 21 с.
2. Карпенко Н. И. Теория деформирования железобетона с трещинами. — М.: Стройиздат, 1976. — 208 с.

3. Карпенко Н. И., Леви М. И., Розенберг М. Я. О расчете деформаций железобетонных элементов при смешанных напряженных состояниях // Совершенствование методов расчета, конструирования, технологии изготовления сборных элементов и монтажа силосных сооружений элеваторов: Тр. ЦНИИЭПсельстроя. — Вып. 2. — М., 1986. — С. 34—37.

4. Розенберг М. Я. К вопросу о нелинейном расчете плосконапряженных железобетонных элементов стен бескаркасных зданий // Конструкции жилых зданий: Тр. ЦНИИЭП жилища. — М., 1987. — С. 5—11.

УДК 624.012.46.042.3

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

Работа пустотных панелей перекрытия при одноразовых и повторных нагружениях

Одна из важнейших проблем заключается в повышении надежности и долговечности зданий и сооружений. Современная теория бетона и железобетона основана на экспериментальных данных, без накопления и анализа которых немислимо ее дальнейшее развитие. В связи с этим крайне важно всесторонне изучить работу железобетонных конструкций при различных режимах нагружения.

ПО Криворожжелезобетон изготавливает преднапряженные панели перекрытия ПК-90.10у-8 Ат-Ут для строительства объектов соцкультбыта по проекту Криворожского филиала ГПИ Днепрогражданпроект на основе рабочих чертежей железобетонных многопустотных панелей перекрытия серии 1.241-1 вып. 21 [1].

Запроектированные панели отличаются от описанных в источнике [1] меньшей длиной (пролет испытываемых плит 8760 мм). Армирование панелей предусмотрено осуществить 6 Ø16 Ат-V. Величина начального напряжения в арматуре должна быть: $\delta_{sp} = 600 \pm 70$ МПа.

Армирование опытных панелей произвели с отклонением от требований проекта (6 Ø18 Ат-V). Фактическая относительная высота сжатой зоны бетона превышала проектную на 27% при граничном значении $\xi_R = 0,483$ ($\xi_{\text{проект}} = 0,277$; $\xi_{\text{факт}} = 0,351$). Такое изменение ξ не повлияло на условия расчета панелей. Положение границы сжатой зоны бетона при $\xi_{\text{проект}}$ и $\xi_{\text{факт}}$ находится в ребре.

Натяжение арматуры осуществляли электротермическим способом. Напряжение арматуры перед бетонированием — 672,4 МПа. Кубиковая прочность бето-

на перед отпуском арматуры после термообработки по режиму 2+3+6+2 ч при $t = 80 \dots 90^\circ\text{C}$ — 28 МПа, общие потери напряжений $\sigma_{\text{то.с}} = 158,5$ МПа (по проекту $\sigma_{\text{то.с}} = 154,5$ МПа).

Характеристики панелей ПК-90.10у-8 Ат-Ут в пересчете на повышенное армирование должны удовлетворять требованиям третьей категории трещиностойкости под расчетную нагрузку 8 кН/м². Разрушение панелей должно произойти по нормальным или наклонным сечениям при внешней нагрузке $P = 15,7$ кН/м² ($M = 146,2$ кН·м) без учета собственной массы панели с учетом коэффициента $C = 1,6$. При контрольной нагрузке 5,75 кН/м² ($M = 53,6$ кН·м) прогиб плиты не должен превышать 25,2 мм. При нагрузке 6,95 кН/м² ($M = 64,7$ кН·м) ширина раскрытия трещин должна быть не больше 0,25 мм.

В ходе экспериментов осуществляли текущий контроль и оценку качества изделий, выявили напряженно-деформированное состояние панелей под воздействием повторных нагрузок среднего уровня ($M_{\eta, N} = 141$ кН·м) и испытали натурные конструкции на малоцикловую усталость при действии повторных нагрузок высокого уровня ($M_{\eta, N} = 216$ кН·м).

Для этого осуществили контрольные испытания шести рассмотренных панелей перекрытия, по две в каждой серии. Опытную партию панелей изготавливали на производстве № 3 ПО Криворожжелезобетон из бетона класса В30 на портландцементе марки 500. Расход составляющих на 1 м³ бетонной смеси

следующий: портландцемент Каменец-Подольского цементного завода — 430 кг, гранитный щебень Коломоевского карьера фракции 3...10 мм — 1280 кг; песок днепровский фракции 1,2...1,5 мм — 580 кг; вода — 160 л.

После отпуска арматуры сжимающие напряжения нижней зоны бетона $\sigma_{bp} = 12,7$, верхней зоны $\sigma'_{bp} = 1,33$ МПа, выгиб 10 мм. Деформирование бетона в панелях происходило от состояния, соответствующего уровню напряжений: нижней зоны — $\delta_{bp}/R_b \approx 0,75$; верхней — $\sigma'_{bp}/R_b \approx 0,08$.

Известно, что различные режимы, интенсивность и начало повторного нагружения бетонов существенно влияют на его прочностные и деформативные характеристики [3].

В 7-суточном возрасте испытали статической нагрузкой до разрушения панели серии ПК. После обработки результатов установили уровни повторного нагружения для панелей-близнецов серий ПКР и ПКМ, которые испытали в возрасте 65 и 80 сут. Такая методика позволила сопоставить работу конструкций при одноразовых нагружениях до разрушения и многократно повторных силовых воздействиях с различными уровнями нагружения (ПКР — режимное, ПКМ — малоцикловое).

Панели серии ПК испытали по существующей методике согласно ГОСТ 8829—85 на полигоне ПО Криворожжелезобетон. Для нагружения использовали тротуарные плиты размером 1160×740×70 мм, средней массой 150 кг. Нагрузка от послойной укладки тротуарных плит на каждом этапе составляла 15,95 кН. На каждой ступени

нагрузки замеряли прогибы прогибомерами и штангенциркулем с ценой деления 0,01 мм и контролировали ширину раскрытия трещин микроскопом Бриннеля.

В связи с тем, что на практике многие сооружения подвергаются повторным силовым воздействиям, влияние которых на прочность, жесткость и трещиностойкость конструкций практически не изучено, повторно нагружали панели серий ПКР и ПКМ сосредоточенными силами, приложенными в третях пролета [2]. Усилия создавали с помощью насосной станции, домкрата и системы траверс. Панели серии ПКР испытали на силовом стенде многократно повторной нагрузкой одного знака с верхним уровнем напряжений $\eta=0,58$ в течение 35 циклов, а на 36-м цикле довели до разрушения поэтапной ступенчато возрастающей нагрузкой.

Панели серии ПКМ (малоцикловая усталость) испытывали так же, как и панели серии ПКР при уровне нагружения $\eta=0,89$ и полной нагрузке.

Поэтапное нагружение и разгрузку производили ступенями по $1/10 M_{разр}$, полученного в результате испытания до разрушения панелей серии ПК, при этом замеряли деформации верхних и нижних зон бетона, а также прогибы.

При контрольной нагрузке по проверке жесткости $P=5,75 \text{ кН/м}^2$ ($M=53,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$) прогиб составил 20 мм. По проверке трещиностойкости при $P=6,9 \text{ кН/м}^2$ ($M=64,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$) трещины не образовались. Появление трещин шириной до 0,1 мм зафиксировано при $P=12,2 \text{ кН/м}^2$ ($M=97,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$) (рис. 1). При нагрузке $P=15,7 \text{ кН/м}^2$ ($M=146,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$) панели не разрушились, разрушение произошло при $P=28,1 \text{ кН/м}^2$ ($M=243 \text{ кН}\cdot\text{м}$) по нормальным сечениям при раздроблении бетона сжатой зоны до наступления текучести продольной арматуры.

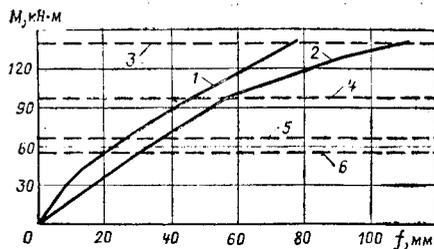


Рис. 1. Сопоставление прогибов опытных панелей в зависимости от изгибающего момента 1 — прогибы панелей серии ПК; 2 — то же, серии ПКР на последнем цикле нагружения до разрушения; 3 — M по проверке прочности; 4 — $M_{сгс}$ ПКР; 5 — M по проверке трещиностойкости; 6 — M по проверке жесткости

Таким образом, опытные панели серии ПК удовлетворяют требованиям ГОСТ 8829—85 и рабочих чертежей. Наряду с этим панели серии ПК превысили показатели прочности на 66, жесткости на 12 и трещиностойкости на 51%. Причина повышения прочности и жесткости этих конструкций заключалась в повышенном содержании арматуры.

При испытании панелей серий ПКР и ПКМ размах амплитуд повторного нагружения, принимаемый по фактическим данным панелей серии ПК, составлял $M_{\eta, N} = M/M_{разр}^{ПК} = 0,58$ (141 кН·м) и $M_{\eta, N}^{ПКМ} = 0,89$ (216 кН·м).

В процессе повторяющегося деформирования панелей серии ПКР происходило увеличение прогибов от цикла к циклу на верхнем уровне амплитуды напряжений и накопление остаточных деформаций после снижения нагрузки до нуля (рис. 2). Начиная с шестого цикла, прогибы стабилизировались, что свидетельствует о переходе работы конструкции в циклически стабильное состояние [3]. На первом цикле и верхнем уровне амплитуды напряжений прогиб составил 72, после снятия нагрузки — 5 мм. На 35-м цикле прогибы были равны 116 и 18 мм.

Сопоставительный анализ жесткости панелей серии ПКР показал, что к 36-му циклу прогибы в среднем увеличились на 49% по сравнению с прогибами при монотонных испытаниях панелей ПК с одинаковым изгибающим моментом ($M=141 \text{ кН}\cdot\text{м}$).

Деформирование панелей серии ПКР на 36-м цикле существенно отличается от панелей серии ПК (см. рис. 1). Вследствие выбора пластических деформаций бетона сжатой зоны панель работает практически упруго вплоть до $M_{сгс}$. Наряду с этим оказалось, что при контрольной нагрузке по проверке жесткости ($M=53,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$) прогибы в среднем увеличились на 55% (на 11 мм) по сравнению с монотонными испытаниями, что не соответствует требованиям проекта (вторая группа предельных состояний).

Повторные нагрузки интенсивностью $\eta=0,58$ практически не отразились на прочности панелей серии ПКР (первая группа предельных состояний). Средний уровень повторных нагружений ($\eta=0,58$) несколько повысил несущую способность. Панели ПКР разрушились при $M=310 \text{ кН}\cdot\text{м}$, что на 27,6% выше эталонных панелей (серия ПК). По-видимому, на превышение прочности повлияли характер нагружения и возраст конструкций.

Панели серии ПКМ в процессе повторного деформирования разрушились на шестом цикле. Усталостное разрушение произошло при подъеме нагрузки на незаконченном цикле с изгибающим моментом $M=201 \text{ кН}\cdot\text{м}$ хрупко, с выбросом трети объема бетона в половине пролета припорной зоны панели (рис. 3). В предельном состоянии разрушение наступило вследствие отслоения бетона от арматуры и полного разрушения сплошности.

Аналитически наступление предельного состояния панелей при повторяющемся

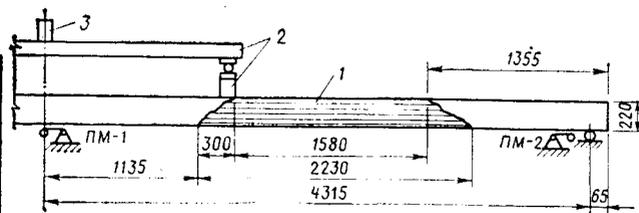
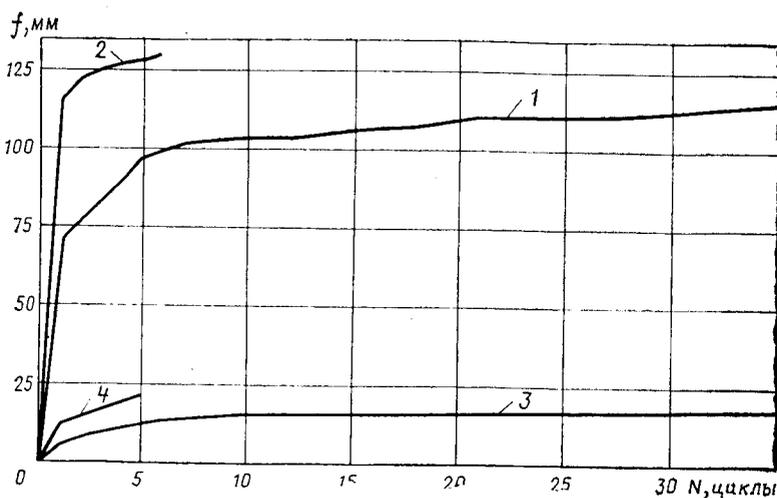


Рис. 3. Характер усталостного разрушения опытных панелей серии ПКМ 1 — объем бетона при малоцикловом разрушении; 2 — траверсы; 3 — гидродомкрат

Рис. 2. Приращение прогибов в зависимости от числа циклов нагружения панелей перекрытия серий ПКР и ПКМ 1, 2 — на верхнем уровне амплитуды напряжений; 3, 4 — то же, после сброса нагрузки до нуля

нагружении с высоким значением η можно оценить формулой [4]

$$N = \frac{R_b \delta (1 + \alpha)}{2 E_b \varepsilon_R^{\alpha}} \sigma_a^{-1/\delta},$$

где N — число циклов до разрушения;

$$\delta = \frac{\alpha}{1 + \alpha}; \quad \alpha = \frac{E_b \varepsilon_R}{R_b} = \frac{1}{\nu};$$

ν — коэффициент упругости; ε_R — предельные деформации бетона; σ_a — верхний уровень амплитуды напряжений при повторном нагружении.

Принимая $R_b = 17$ МПа; $\alpha = 1,36$; $E_b = 11,6 \cdot 10^3$ МПа (изменчивость последнего с возрастанием интенсивности повторной нагрузки показана в источнике [4]); $\varepsilon_R = 200 \cdot 10^{-5}$ и $\sigma_a = 0,89$, получим число циклов до разрушения, равное 5,7.

Прогибы в панелях серии ПКМ на первых циклах нарастали и стабилизиро-

вали их жесткости не наблюдалось. После первого цикла нагружения прогибы на верхнем уровне амплитуды напряжений составили 120 мм, после сброса нагрузки остаточные прогибы были равны 13 мм, далее наблюдался их бурный рост от цикла к циклу (см. рис. 2). В первом приближении предложенная формула дает удовлетворительное совпадение с опытными результатами.

Выводы

Преднапряженные железобетонные панели перекрытий, удовлетворяющие по результатам статических испытаний требованиям ГОСТ 8829—85, при действии повторных нагружений среднего уровня не отвечают требованиям проекта по второй группе предельных состояний.

Повторное нагружение панелей при высоких уровнях нагрузки приводит к скорому усталостному разрушению бетона сжатой зоны конструкций. Число

циклов повторного нагружения до разрушения изгибаемых конструкций, армированных одиночной напряженной арматурой, можно ориентировочно определить по приведенной формуле.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Типовые конструкции, изделия и узлы зданий и сооружений. Сер. 1.241-1 панели перекрытия железобетонные многопустотные // ЦНИИЭП учебных зданий, НИИЖБ. — М.: Центральный ин-т типового проектирования. — Вып. 4. — 1988. — 50 с.
2. Крамарь В. Г., Воробьев А. Н. Преднапряженные многопустотные панели перекрытий с высокопрочной проволочной арматурой // Бетон и железобетон. — 1974. — № 4. — С. 19—21.
3. Шевченко Б. Н., Сергиенко А. А., Шевченко С. Б. Оценка работы преднапряженных ригелей при однократных и повторных нагружениях // Бетон и железобетон. — 1988. — № 7. — С. 28—30.
4. Барашиков А. Я., Шевченко Б. Н., Валовой А. И. Малоцикловая усталость бетона при сжатии // Бетон и железобетон. — 1985. — № 4. — С. 27—28.

УДК 624.073

А. И. ВАЛОВОЙ, канд. техн. наук (Криворожский горно-рудный ин-т)

Работа преднапряженных плит при малоцикловом нагружении

Для создания надежных железобетонных конструкций необходимо знать режимы нагружения и закономерности изменения прочности и деформативности материалов при многократном действии эксплуатационных нагрузок. Многочисленными натурными обследованиями сооружений, работающих на открытом воздухе, установлены большие изменения напряжений в конструкциях вследствие неблагоприятного сочетания переменных силовых и температурно-влажностных воздействий. При этом необходимо изучить влияние малоцикловых нагружений на работу железобетонных конструкций. Такие нагрузки при высокой интенсивности крайне опасны, поскольку могут вызвать малоцикловую усталость. В последнее время в строительстве и на промышленных предприятиях отмечались случаи разрушения плит после некоторого числа наездов автокара или автомобиля.

В Криворожском горно-рудном институте испытали три типовые панели серии ПК-8-59-12. Одну плиту загрузили равномерно распределенной нагрузкой в соответствии с ГОСТ 8829—85, а две

другие испытали одновременно, имитируя реальные условия эксплуатации. Все панели изготовляли на заводе ЖБИ треста Криворожсельстрой из бетона одного замеса.

На плиты, установленные попарно, попеременно выезжали груженные и пустые самосвалы. Масса груженого самосвала составляла 10 т, а пустого — 5 т. Таким образом, усилие на колесо, находящееся в пролете панели, изменялось по схеме 0—36,1 кН — 0 — 18,5 кН — 0. При этом максимальный изгибающий момент в процессе повторных испытаний $M_{\max} = 50,99$ кН·м, что составляет 65% разрушающего изгибающего момента, полученного в результате стандартных испытаний плит равномерно распределенной нагрузкой. В ходе экспериментов измеряли прогибы в трех точках — в пролете и на опорах, а также наблюдали за образованием и раскрытием нормальных трещин. После 98 циклов повторных нагружений плиты доводили до разрушения монотонной ступенчатой нагрузкой.

Анализом полученных результатов установлено, что прочность плит в результате действия повторными статиче-

скими нагрузками уменьшилась незначительно (до 10%). Пластических деформаций арматуры не обнаружено. Однако деформации (прогибы) оказались настолько велики, что плита при каждом наезде автомобиля превращалась в статически изменяемую систему. В дальнейшем, как показал опыт эксплуатации, а также испытания до разрушения, плита разрушилась вследствие обкалывания и увеличения высоты нормальных трещин, а в дальнейшем от разрушения сжатой зоны. После 98 циклов повторного нагружения прогибы возросли почти до 6 см, а ширина раскрытия трещин — до 0,5 мм. Это свидетельствует о том, что конструкция перестает удовлетворять требованиям по пригодности к нормальной эксплуатации (предельным состояниям второй группы). Следует также отметить еще одну характерную особенность работы плит при указанном характере нагружения. После 10...12 циклов появляются остаточные прогибы того же знака, что и прогибы от влияния нагрузки, т. е. преднапрягаемая арматура практически теряет свои преимущества. Это объясняется, по-видимому, потерей сцепления преднапряженной

арматуры с бетоном. К концу испытаний повторной нагрузкой остаточные прогибы $f_r=0,5$ см (по расчету $f_r=-0,29$ см).

Выводы

Экспериментальными исследованиями типовых панелей в условиях статического повторного нагружения установлены

существенные отличия работы конструкций по сравнению с монотонной однократной нагрузкой, рекомендуемой для стандартных испытаний по определению прочности, трещиностойкости и деформативности.

При проектировании конструкций следует учитывать условия эксплуатации,

особенно возможность появления повторных нагрузок. В противном случае не будет учтена возможность потери эксплуатационных качеств конструкции (требование предельных состояний второй группы), а в отдельных случаях такие нагрузки приводят и к разрушению конструкций.

УДК 691.022-413

П. И. ШВАРЦМАН, А. Г. ФУНИКОВ, К. В. ЧЕРНЫХ, кандидаты техн. наук (ЦНИИЭПжилища); М. Ю. ГРАНИК, инж. (ЦМИПКС при МИСИ)

Трехслойные панели наружных стен с раздельно формуемыми скорлупами

Высокими теплоизолирующими качествами обладают трехслойные панели наружных стен на гибких связях и с эффективным утеплителем, позволяющие почти вдвое сократить затраты на отопление домов по сравнению с использованием однослойных стен из керамзитобетона плотностью 1000 кг/м^3 .

Однако трехслойные конструкции сложны в изготовлении, требуют повышенных (на 15...18%) трудозатрат по сравнению с однослойными панелями. В некоторых случаях возможно снижение сопротивления теплопередаче из-за трудностей в обеспечении необходимой толщины слоев, образования «мостиков холода» ввиду протекания раствора в неплотности между плитами утеплителя.

Поэтому наряду с совершенствованием конструкции и технологии изготовления трехслойных панелей с гибкими связями весьма перспективна разработка других направлений, позволяющих упростить производство и повысить качество ограждающих конструкций.

В ЦНИИЭП жилища предложены трехслойные панели, собираемые на специальном посту из предварительно отформованных железобетонных скорлуп с последующей заливкой в пространство между ними слоя эффективной теплоизоляции.

При раздельном формировании повышается точность толщины слоев в сравнении с традиционным послойным формированием. При этом из-за отсутствия «мостиков холода» стабилизируются и повышаются теплозащитные качества составных панелей. Появляется возможность использования различных утеплителей, в том числе заливочных. Более эффективно, без потери теплоза-

щитных качеств, можно применять и традиционные сминаемые и влагоемкие плиты утеплителя, поскольку их укладывают между затвердевшими скорлупами и не подвергают ТВО.

Прогрев скорлуп с двух сторон позволяет снизить продолжительность ТВО и повысить оборачиваемость формовочного оборудования. Выпуск составных панелей различной толщины допустим без изменения бортоснастки только вследствие варьирования толщины слоя теплоизоляции и размеров связей. Возможно вертикальное формование бетонных слоев, позволяющее применять однотипное кассетное оборудование.

Расчетами установлена целесообразность изготовления в кассетах всех внутренних бетонных скорлуп и 50...60% наружных. Скорлупы, имеющие на фасаде различные детали для повышения архитектурной выразительности жилых домов, изготавливают в горизонтальных формах. В разработках ЦНИИЭП жилища такие детали предусмотрены, например, в виде реберных обрамлений оконных проемов некоторых панелей (дома серии Э-600, строящиеся в г. Горьком), глубокого рельефа стен (дома гибкой системы панельного домостроения) и т. п.

В процессе отработки производства составных панелей в ЦНИИЭП жилища изготовили опытную партию однослойных стен размером 3440×2900 мм с различными фасадными поверхностями и серию фрагментов стен размером 1680×2790 мм для испытания на сдвиг слоев. Фасадную и внутреннюю скорлупы в них собирали без сварки с помощью подвижных связей (рис. 1), расположенных по контуру или внутри изделия. Подвижные связи состоят из за-

монолических элементов и соединительных, выполненных из листовой стали толщиной не более 6 мм. Для защиты подвижных связей от коррозии и обеспечения их долговечности следует, по предложению НИИЖБа, наносить на их поверхности цинковое покрытие из расплава толщиной 60...80 мкм, алюминиевое покрытие из расплава толщиной 50...60 мкм или изготавливать детали узлов сопряжений из нержавеющей стали типа 08X13, 12X13, 20X13.

Для надежной фиксации замоноличиваемых элементов (выпусков) подвижных связей в проектном положении предусмотрены держатели и накладки, устанавливаемые на бортах формы.

При изготовлении опытной партии панелей, а также фрагментов стен получены простые по конструкции и эффективные устройства для фиксации выпусков. Поскольку при производстве и установке элементов подвижных связей возможны погрешности предусмотрены эксцентриковые шайбы, компенсирующие их при сборке составных панелей.

Для эффективного конструирования составных панелей с рациональными вариантами расположения подвижных связей потребовался анализ расчетных схем при различных вариантах установки таких связей (рис. 2). Усилия в соединительных элементах связей следует определять по формулам:

$$S = \frac{P}{\sin \alpha + \cos \alpha \operatorname{tg} \beta};$$

$$T = \frac{P}{\sin \beta + \cos \beta \operatorname{tg} \alpha}.$$

Сопоставлением схем установлено, что более эффективно размещать связи-

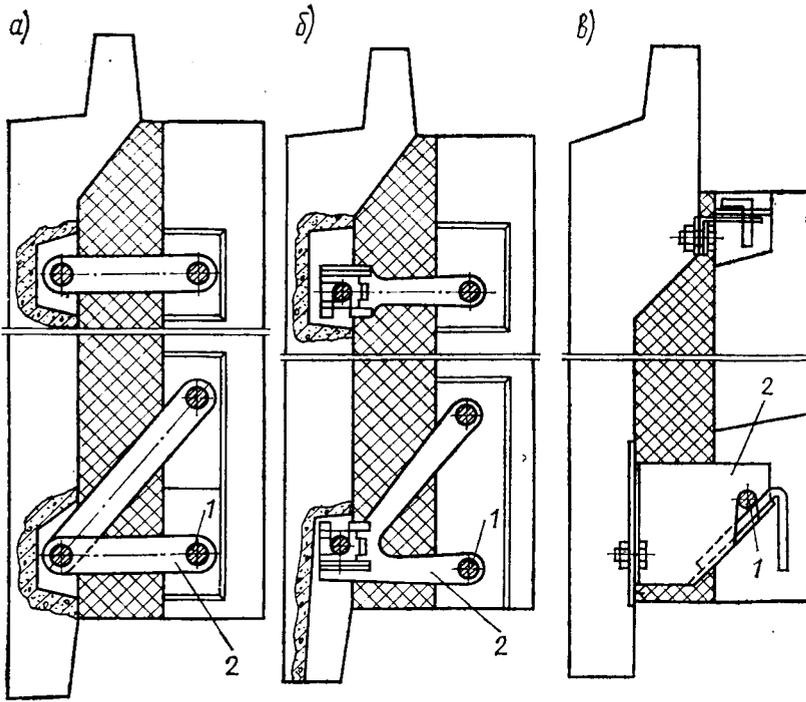


Рис. 1. Составные панели с расположением подвижных связей по контуру панелей (а, б) и внутри панели (в)
1 — замоноличенный элемент (выпуск); 2 — соединительный элемент

подвески во внутренней скорлупе. В этом случае крутящий момент от пары сил R_n воспринимается скорлупой, армированной каркасом. Конструкции панелей с такими связями совершенствуют ЦНИИЭП жилища и ЦМИПКС при МИСИ. Менее эффективно размещение связей по схеме 2а), поскольку фасадная скорлупа, армированная сеткой в нейтральном слое, плохо работает на изгиб.

Из рис. 2 следует, что для уменьшения усилия R_n и крутящего момента необходимо увеличить расстояния между выпусками (анкерами) l .

Очевидно, что выполнять соединительные элементы в виде сплошных металлических пластин нерационально из-за повышенного расхода металла. Предпочтительно делать эти элементы в виде стержней или лучей, каждый из которых рассчитывают на восприятие усилий S или T , определяемых по приведенным формулам. При этом сжатые элементы, воспринимающие усилие S и имеющие малую толщину (большую гибкость), следует назначать минимальной длины, что реализуется при горизонтальном расположении сжатых пластин.

С возрастанием l уменьшаются усилия S и T , причем S снижается более интенсивно, поскольку $\operatorname{tg} \beta$ растет быстрее $\sin \beta$.

Правомерность высказанных положений подтверждена результатами испытаний на сдвиг слоев (скорлуп) фрагментов составных панелей с различными

вариантами конструкции соединительных элементов подвижных связей-подвесок, представленными на рис. 1.

Несущая способность при испытании фрагментов с расположенными по контуру подвижными связями, соединительные элементы которых выполнены трехлучевыми или из двух полос, превысила контрольную расчетную нагрузку в 1,9 и 2,3 раза, а нагрузка, при которой

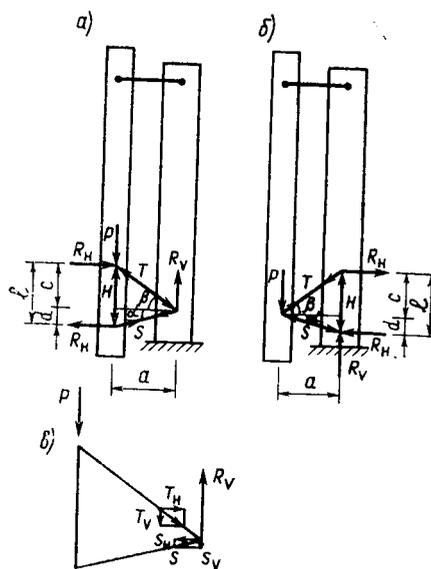


Рис. 2. Расчетные схемы соединительных элементов подвижных связей-подвесок
а — при восприятии крутящего момента фасадной скорлупой; б — то же, внутренней скорлупой; ρ — расчетные усилия в элементах связи-подвески

образовывались трещины, — в 1,5 и 2 раза. Прочность, жесткость и трещиностойкость составных панелей обеспечена.

Несущая способность при сдвиге слоев фрагментов с установленными внутри изделия связями-подвесками, соединительные элементы которых выполнены в виде гнутых U-образных пластин, оказалась больше контрольной расчетной нагрузки в 1,7 раза, а нагрузка, при которой образовалась трещина, — в 1,3 раза.

Составные панели монтируют из скорлуп на специальном технологическом посту, разработанном ЦНИИЭП жилища в двух вариантах — для сборки в горизонтальном или в наклонном положении. В первом случае внутреннюю скорлупу в вертикальном положении подводят к соединительным элементам расположенных внутри пластин нижних подвижных связей фасадной скорлупы, находящейся в горизонтальном положении (см. рис. 1). После соединения нижних связей краном опускают внутреннюю скорлупу, поворачивая ее вокруг нижних связей до перехода в горизонтальное положение. После этого соединяют верхние связи.

В наклонном положении панели собирают из скорлуп на подвижных связях, расположенных по контуру изделия (см. рис. 1). Пост оборудован двухсторонними пирамидами-стапелями с наклонными площадками под углом 75...85° к горизонтали (на каждой площадке одновременно размещаются две одно-модульные панели или одна двухмодульная). Вначале к наклонно установленной внутренней скорлупе подводят фасадную скорлупу и соединяют нижние связи. Затем поворачивают наружную скорлупу вокруг нижних связей и замыкают верхние.

После соединения связей в составные панели на этих же постах устанавливают столярные блоки и заполняют полости между скорлупами теплоизоляционным материалом. Он должен обладать удовлетворительной укладываемостью для надежного проформовывания теплоизоляционного слоя, в том числе подоконной части. Плотность его в сухом состоянии не должна превышать 150 кг/м³, морозостойкость — не менее 25 циклов, усадка, приводящая к появлению трещин в слое теплоизоляции, не допустима.

Использование заливочного пенопласта МФП-3 на основе мочевиноформальдегидных смол показало, что из-за достаточно высокой усадки материала трещины по периметру панели и в утеплителе составили через месяц 6...10 и 4...6 мм. Заливочный пенопласт ПКЗ-30, разработанный

ный в ВНПО Союзнауцплитпром, применили в качестве теплоизоляции панелей наружных стен деревянных панельных домов на Пермском ДСК.

Некоторые организации, в том числе Энерготехпром и ЛатНИИС, работают над созданием теплоизоляции на основе гранул пенополистирола. Аналогичный материал, разработанный в ЦНИИЭП жилища, использовали при изготовлении одной опытной панели. Состав характеризовался хорошей укладываемостью ($O. K. = 18...20$ см), плотность теплоизоляции $120...130$ кг/м³. В настоящее время разработки теплоизоляции на основе гранул пенополистирола на цементной и гипсоцементнопесчаной связке продолжаются с использованием пенообразователей, ускорителей твердения и других компонентов.

Отработана также сборка составных панелей с применением в качестве теплоизоляции традиционного плитного утеплителя из минеральной ваты и полистирольного пенопласта. С таким утеплителем изготовлена часть опытных составных панелей.

Технико-экономическая эффективность изготовления составных панелей с разделным формованием скорлуп выявлена при сопоставлении с показателями производства трехслойных наружных стен на конвейерной линии по типовому проекту 409-13-11. В результате установлено, что разделное производство скорлуп с последующей сборкой позволяет получить экономию приведенных затрат ~ на 9% вследствие сокращения трудозатрат и капитальных вложений.

Применение фасадных скорлуп различной конфигурации и фактуры при одних и тех же внутренних скорлупах способствует улучшению архитектурной выразительности зданий. Значительный интерес представляет использование составных панелей и в районах исторических центров городов со сложившейся застройкой. Некоторый опыт в этой области имеется в ГДР. В настоящее время начинается совместная с ГДР комплексная проработка архитектурно-технологических принципов нового жилищного строительства для районов сложившейся застройки.

Бетоны

УДК 620.179.18:691.54+666.972

Б. Л. АРОНОВ, канд. техн. наук, Г. И. БЕРДОВ, д-р техн. наук, проф. (Новосибирский инженерно-строительный ин-т); В. А. ЯВОРСКАЯ, инж. (ПСО Новгородстрой)

Корректирование составов бетонных смесей по активности цемента

Цемент является самым энергоемким и распространенным строительным материалом. Его производство в СССР постоянно возрастает и составляет по итогам 1987 г. 137 млн. т. Около 80% цемента используется для изготовления бетона. Темпы роста выпуска бетона превышают темпы роста выпуска цемента, что приводит к обострению «цементного голода». Эффективная экономика требует учета фактических свойств исходных материалов и изделий из них.

Разнообразные и порой противоречивые лабораторные и производственные результаты позволяют сделать следующие выводы: прочность цементного камня $R_{ц,к}$ регламентируется активностью цемента $R_ц$ и V/C , т. е. $R_{ц,к} = f(R_ц; V/C)$; прочность тяжелого бетона $R_б$ правильно подобранного состава, в котором прочность заполнителя превышает прочность матрицы, определяется прочностью цементного камня, структурным единством цементного камня и заполнителя, деформативными свойствами заполнителя и прочностью сцепления заполнителя с цементным камнем [1]. Так как количество воды в бетоне начинается, преимущественно, исходя из технологических требований, а номенклатура заполнителей ограничена поставщиками, то для тяжелого бетона справедливо $R_б = f(R_ц)$.

При проектировании составов бетонов вместо активности цемента в расчет принимается его марка. Каждой марке соответствует широкий диапазон значений активности. Так, распространенной марке цемента М400 соответствуют цементы с активностью $380...475$ кг/см². Новые экспрессные методы определения активности цемента, в частности метод и приборы «Прогноз», позволяющие определять активность цемента за 10...25 мин [2], служат инструментом для оперативного управления технологичес

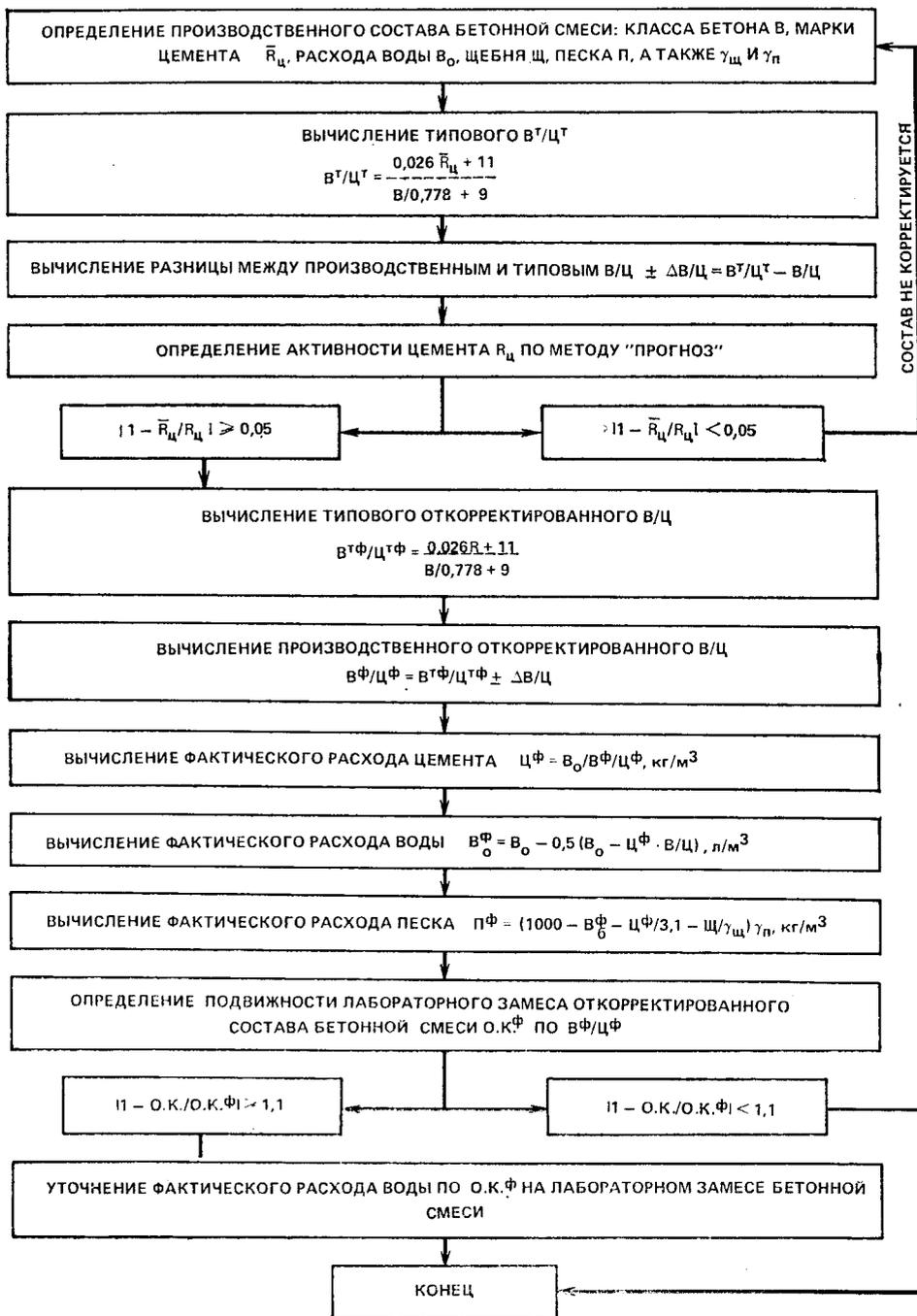
ким процессом изготовления тяжелого бетона. При этом можно корректировать типовые производственные составы бетонных смесей с учетом фактической активности цемента.

Как известно, активность цемента колеблется в широких пределах [3]. Цемент является сложным по составу дисперсным материалом и принципиально невозможно обеспечить стабильность его свойств. Учет фактической активности цемента и корректирование удельного расхода позволяют экономить цемент, если его активность превышает марку, исключить недобор прочности бетоном, если активность цемента меньше марки, и во всех случаях уменьшить коэффициент вариации прочности бетона, что при выполнении требований ГОСТ 18105—86 допускает снижение отпускной прочности изделий, а следовательно, уменьшение расхода цемента. Снижение коэффициента вариации прочности бетона на 1% экономит по стране 3 млн. т цемента [4].

Для корректирования типовых производственных составов бетонных смесей разработан алгоритм (рис. 1), в котором, как и в типовых нормах расхода цемента [5], прочность бетона определяется по формуле

$$R_б = C/V (0,26 R_ц + 11) - 9.$$

Реализация алгоритма возможна с применением номограммы (рис. 2), на которой в качестве примера показано, что если вместо цемента М400 (точка 1) для изготовления тяжелого бетона класса В20 (точка 2) с расходом воды 200 л/м³ (точка 3) использовать цемент с активностью $R_ц = 450$ кг/см² (точка 1*), то для того же бетона (точка 2*) при неизменном расходе воды (точка 3*) экономия цемента составит около 20 кг/м³ (точка 4 — точка 4*). Расчетный вариант реализации алгоритма рассмотрен



$O.K. = 5...7$ см; $\psi = 1330$ кг/м³; $\Pi = 485$ кг/м³; $\gamma_{щ} = 2,66$ т/м³; $\gamma_p = 2,65$ т/м³.

2. Типовое V/C

$$V^T/C^T = \frac{0,026 \cdot 400 + 11}{20 : 0,778 + 9} = 0,62.$$

3. Разница между производственным и типовым V/C

$$\Delta V/C = 0,62 - 0,55 = 0,07.$$

4. Активность цемента $R_c = 450$ кг/см².

5. Корректирование состава бетонной смеси производится

$$|1 - 400 : 450| = |1 - 0,89| = 0,11 > 0,05.$$

6. Типовое откорректированное V/C

$$V^T\Phi/C^T\Phi = \frac{0,026 \cdot 450 + 11}{20 : 0,778 + 9} = 0,65.$$

7. Производственное откорректированное V/C

$$V^F/C^F = 0,65 - 0,07 = 0,58.$$

8. Фактический расход цемента

$$C^F = 200 : 0,58 = 345 \text{ кг/м}^3.$$

9. Фактический расход воды

$$V_0^F = 200 - 0,5(200 - 345 \cdot 0,55) = 195 \text{ л/м}^3.$$

10. Фактический расход песка (расход щебня не корректируется)

$$P^F = (1000 - 195 - 345 : 3,1 - 1330 : 2,66) \cdot 2,65 = 513 \text{ кг/м}^3.$$

Таким образом, экономия цемента составила $C - C^F = 364 - 345 = 19$ кг/м³.

На основе алгоритма разработаны программы «Коррекция» для программируемых микрокалькуляторов и микроЭВМ. На заводах ЖБИ Новгородского ПСО с февраля 1986 г. работает измерительно-технологический комплекс, включающий прибор «Прогноз-1/3 ц» и ЭВМ «Электроника ДЗ-28». За это время коэффициент вариации прочности бетона в изделиях снизился с 11 до 7%, на начало 1988 г. сэкономлено более 4,5 тыс. т цемента и получен реальный экономический эффект, превышающий 144 тыс. р.

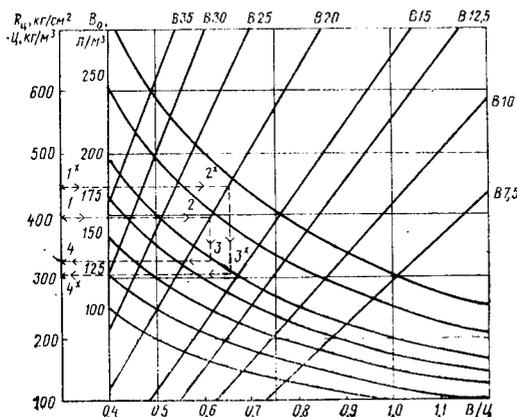


Рис. 1. Неформализованный алгоритм корректирования состава тяжелого бетона по активности цемента

Рис. 2. Номограмма корректирования удельного расхода цемента по его активности

на примере корректирования состава бетонной смеси.

Пример.

1. Исходный производственный состав бетонной смеси: B20; $\bar{R}_c = 400$ кг/см²; $V_0 = 200$ л/м³; $C = 364$ кг/м³; $V/C = 0,55$;

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Гладышев Б. М. Механическое взаимодействие элементов структуры и прочность бетонов. — Харьков: Вища школа, 1987. — 167 с.
- Бердов Г. И., Аронов Б. Л., Линник С. И. Метод прогнозирования активности цемента и класса бетона // Бетон и железобетон. — 1987. — № 12. — С. 4—5.
- Kaneko Isao, Nakayama Katsuyoshi. «Rev. 40-th Gen. Meet. Cem. Assoc. Jap. Techn. Sec., Tokyo, May, 1986». — Tokyo. — 1986. — р. 27—30.
- Горчаков Г. И., Мурадов Э. Г. Основы стандартизации и управления качеством продукции промышленности строительных материалов. — М.: Высшая школа, 1987. — 335 с.
- СНиП 5.01.23—83. Типовые нормы расхода цемента для приготовления бетонов сборных и монолитных изделий и конструкций / Госстрой СССР. — М.: Стройиздат. — 1985. — 44 с.

А. П. КИРИЛЛОВ, д-р техн. наук, проф. (Атомэнергoproект);
П. Г. ПАВЛОВ, инж. (МИСИ)

Исследования прочности бетона в сложном напряженном состоянии

Известна большая группа железобетонных конструкций, при расчете которых необходимо учитывать работу бетона в сложном напряженном (двух- или трехосном) состоянии. Назначаемые при этом критерии прочности бетона устанавливаются по какой-либо механической теории, связывающей прочность бетона в сложном напряженном состоянии с прочностью при сжатии и растяжении, определенными в стандартных испытаниях. Хотя в последние годы и делаются попытки разработки методов оценки прочности бетона в сложном напряженном состоянии исходя из теоретических (например, структурных) подходов, используют в основном критерии, полученные на феноменологической основе, базирующиеся исключительно на результатах экспериментальных исследований прочности бетона. Расчетные критерии при этом в значительной степени зависят от методики и техники испытаний образцов. Наиболее сложно обеспечить оптимальные условия загрузки образцов. Особенно значительно на результаты испытаний влияют условия контакта между опорными плитами пресса и бетонным образцом. В реальных конструкциях любой выделенный элементарный объем бетона деформируется совместно с примыкающими к нему слоями окружающего бетона, т.е. формирующееся в элементарном объеме поле напряжений зависит не только от воздействующих усилий, но и от деформаций окружающего бетона. Создать такие условия при испытании практически невозможно, и исследователи ставят задачу добиться в образцах однородного напряженного состояния, признаками которого являются совпадение прочностей при одноосном нагружении кубов и призм, идентичность их диаграмм прочности, равенство поперечных деформаций по высоте образца, равномерное распределение продольных трещин отрыва и отсутствие характерного конуса разрушения у опорных зон.

Для выполнения этих условий используют укладку между поверхностями антифрикционных материалов, твердые прокладки, уменьшающие сопротивление поперечным деформациям, увеличивают высоту образца, а также пере-

дают нагрузки на образец с помощью специальных опорных устройств.

Результаты испытаний образцов при одноосном сжатии по определению влияния этих способов на прочность бетона приведены на рис. 1. Уменьшение эффекта заземления (и соответственно прочности бетона) характеризуется отношением $K_{пр} = R_c^{пр} / R_c$ (R_c , $R_c^{пр}$ — прочность кубов без прокладок и с прокладками).

Эти результаты можно разбить на несколько групп. В первую входят данные испытаний, где практически не наблюдается изменение прочности материала при использовании различных прокладок. При этом практически во всех опытах заметно влияние заземления. Образцы разрушались с образованием приопорного конуса. Характерно, что смазка не изменила деформирование и разрушение образцов.

Образцы второй группы, прочность которых близка к призменной ($K_{пр} = 0,7...0,8$), испытывали с тонкими и жесткими прокладками, представляющими собой комбинации фторопласта, тафлона, целлулоида, белой жести, жидкого стекла, стальной и латунной сеток с различными смазками. Кроме того, использовали специальные опорные подушки типа стальных щеток. Жесткостью этих прокладок объясняется более равномерное распределение сжимающих усилий, а их малой толщиной — отсутствие градиента напряжений по сечению. Поэтому для данной группы характерно отсутствие разрушения с пирамидой выкола, наличие вертикальных трещин отрыва и их равномерное распределение.

К третьей группе можно отнести образцы, испытанные с прокладками, включающими слой резины толщиной до 5 мм. Относительное снижение прочности составило 0,4...0,6. При этом, если коэффициенты снижения прочности были близки друг к другу, то форма разрушения оказалась различной. Так, наличие смазки между образцом и резиной вызывает массовое разрушение торцов и боковых граней с образованием трех-четырех локальных трещин. Отсутствие смазки резко снижает объем разрушений, однако при этом практически не изменяется прочность. Очевидно для больших

поверхностей, имеющих поры и неровности, смазка способна только несколько выровнять касательные усилия, но не исключить их полностью.

Прочность и характер разрушения образца зависят от соотношения модулей упругости E и коэффициентов Пуансона μ бетона и прокладки. При их различии на контакте между бетоном и прокладкой появляются касательные напряжения. Усилия, возникающие в этом случае, передаются на бетон через прокладки прямо пропорционально их жесткостям, вызывая либо эффект обоймы (при $\mu_b < \mu_{пр}$), либо растяжение (при $\mu_b > \mu_{пр}$). Чем толще и деформативнее прокладка, тем значительнее она деформируется у свободного края и большее заземление отмечается в средней части. Это особенно заметно проявляется в прокладках из полимерных (фторопласт, полистирол, резина и др.), а также из сыпучих материалов.

Наиболее эффективен в качестве прокладки материал (или композиция материалов), обладающий деформативными свойствами, близкими к бетону, а прочностью — выше бетона, чтобы он не разрушился раньше испытываемого образца. Этим требованиям в наибольшей степени отвечает сам бетон, идентичный бетону образца, что обеспечит условия работы, соответствующие деформируемости элементарного объема бетона в конструкции, подверженной сложному нагружению. Прочность такой прокладки благодаря эффекту заземления выше прочности образца. При испытаниях с такими прокладками прочность образцов практически совпала с прочностью, полученной в работах [1, 2], где использовали достаточно сложные способы устранения заземления без нарушения сплошности по всему объему образца. Однако некоторая неравномерность распределения напряжений по контакту имела, о чем свидетельствует образование всего одной или двух трещин отрыва. Создание условий, позволяющих прокладке более равномерно деформироваться в поперечном направлении, должно увеличить число трещин и уменьшить неравномерность распределения напряжений по контакту.

При испытаниях на призмах влияние

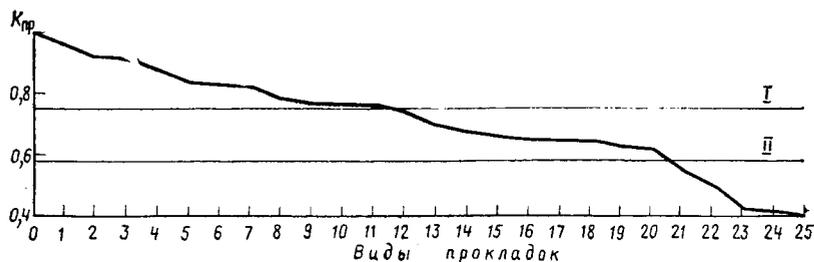


Рис. 1. Относительная прочность бетона при различных прокладках

1 — солидол [5]; 2 — фанера и с двух сторон солидол [5]; 3 — белая жель, $\delta=4$ мм, и масло со стороны образца [5]; 4 — латунная сетка $0,65 \times 0,33$ мм [1]; 5 — стальная сетка $0,45 \times 0,22$ мм [3]; 6 — фторопласт, $\delta=0,035$ мм [3]; 7 — тафлон, $\delta=2$ мм [4]; 8 — 2 слоя тафлона, $\delta=2$ мм [4]; 9 — 2 резиновые прокладки и тотот [4]; 10 — 2 резиновые прокладки и селикон [4]; 11 — целлулоид, $\delta=0,5$ мм, графитовая смазка, целлулоид, $\delta=0,5$ мм, солидол [2]; 12 — 2 прокладки из жести, $\delta=0,4$ мм, и с двух сторон солидол [5]; 13 — 2 слоя тафлона, $\delta=2$ мм и MOS_2 [4]; 14 — щетка [2]; 15 — бетонные кубы [5]; 16 — щетка [4]; 17 — фторопласт, $\delta=3$ мм [3]; 18 — жидкое стекло, $\delta=0,1 \dots 0,3$ мм, алюминиевая фольга, солидол [2]; 19 — щетка [1]; 20 — подушка из отдельных кубов с ребром 2 см на резине, $\delta=4,5$ мм [2]; 21 — белая жель, $\delta=0,4$ мм, солидол, резина, $\delta=5$ мм [5]; 22 — солидол, белая жель, $\delta=0,4$ мм, солидол, резина [5]; 23 — резина, $\delta=5$ мм [5]; 24 — резина, $\delta=5$ мм, полистирол, $\delta=5$ мм [5]; 25 — резина, $\delta=5$ мм, солидол [5]; I — одноосная прочность призм с трением на опорах; II — то же, без трения на опорах

зашемления вследствие трения по контактными поверхностями затухает на расстоянии примерно $\frac{1}{3}$ высоты от основания. Отсутствие стесненных деформаций в средней зоне приводит к более интенсивному поперечному деформированию в этой области и к возникновению там первых трещин. Далее эти трещины развиваются вверх и вниз, достигая зон, испытывающих влияние защемления, где происходят переориентация главных напряжений и изменение направления развития трещин. Призмы разрушились с образованием приопорных пирамид выкола. При устранении трения по граням призм их прочность уменьшается на 20...25%, разрушение происходит с образованием продольных трещин, что свидетельствует об отсутствии защемления. Получаемая прочность оказывает

ся близкой к прочности кубов со сложными видами прокладок. На рис. 1 приведен график изменения $K_{пр}$ в зависимости от вида прокладок и отмечены уровни, соответствующие прочности призм при одноосном нагружении, при устранении по опорным граням и без его устранения.

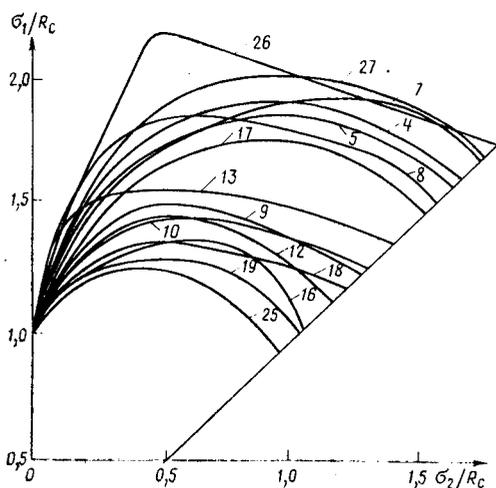


Рис. 2. График прочности бетона с различными прокладками. Номера кривых соответствуют типам прокладок на рис. 1. Прочность без прокладок — кривые 26 [5] и 27 [3] при двухосном сжатии

Значительное влияние вида прокладок подтверждается и двухосными испытаниями образцов. Из рис. 2, где дано сравнение результатов, полученных разными авторами, следует, что основная масса данных двухосных испытаний образует поле, ограниченное двумя крайними графиками, соответствующими испытани-

ям с прокладками из резины толщиной 5 мм, смазанной солидолом (нижняя кривая) и без прокладок (верхняя кривая). Так же, как и при одноосных испытаниях, наиболее равномерное расположение параллельных трещин имели образцы с прокладками типов 16, 18 и 19 (см. рис. 1), имевших близкие прочности. Прочность образцов с прокладками из резины при одинаковом характере разрушения оказалась ниже, что свидетельствует о наличии расклинивающих сил по опорным площадкам.

Выводы

Разработанные различными авторами критерии прочности бетона при сложном напряженном состоянии имеют большой разброс, определяемый различными видами прокладок.

По характеру разрушения и прочностным показателям наиболее эффективны прокладки типов 18 и 19 (см. рис. 1). Полученные с их применением критерии прочности следует признать наиболее достоверными.

Необходимо нормировать допускаемые типы прокладок и методику испытаний бетона при сложном напряженном состоянии.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Kupfer H. The behavior of concrete under multiaxial short time loading especially considering the biaxial stress Balletin Deutscher Ausschuss für stahebeton — Berlin. — 1973. — P. 1—105.
2. Яшин А. В., Кульманов А. К. Влияние сложного (непропорционального) нагружения на деформации и прочность бетона при трехосном сжатии // Поведение бетона и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности. — М.: Стройиздат, 1980. — С. 4—17.
3. Евдокимов В. И. Экспериментальное исследование прочности бетона при двухосном сжатии // Вопросы атомной науки и техники. Сер. Стр.-во. — 1977. — Вып. 1(5). — С. 22—27.
4. Wang Chuan zhi, Guo zhen hai and zhang Hiu gin. Experimental investigation of biaxial and triaxial compressive concrete strength ACJ Journal proceeding. — v. 84. — 1987. — № 2. — P. 92—105.
5. Кириллов А. П. Железобетонные корпуса ядерных реакторов. — М.: Энергоиздат, 1988. — 247 с.

Эластичная мастика

Для заделки раковин и трещин на наружных стеновых панелях перед последующей окраской разработана эластичная мастика «Сидек». Она обладает высоким уровнем физико-механических показателей, хорошими технологическими свойствами, наносится в заводских условиях непосредственно на горячие и влажные бетонные поверхности. Применение мастики обеспечивает заделку дефектов на изделиях с по-

мощью шпателя, быструю естественную сушку отремонтированных участков с последующей окраской изделий красками, содержащими растворители (КО-174, Силал-80 и др.), непрерывную работу отделочного конвейера. Заделка трещин эластичной мастикой компенсирует возникающие в изделиях деформации и сохраняет окрасочное покрытие.

Предлагается рецептура мастики и технология ее изготовления. *Дополнительные сведения можно получить в НИИ Мосстрой по адресу: 117192 Москва, Винницкая ул., д. 8.*



Гелиокамеры для ТВО бетона

Процесс ускорения твердения бетона, осуществляемый в современных тепловых агрегатах, требует больших затрат энергии, получаемой традиционным способом. Одним из направлений снижения энергопотребления при производстве сборного железобетона является использование солнечной энергии.

К числу устройств, в которых можно осуществлять тепловлажностную обработку (ТВО) бетона с использованием солнечной энергии, относятся гелиокамеры. Их температурный режим исследовали на моделях различной конструкции [1]. Наиболее эффективна камера, работающая по принципу «горячего ящика». Основными ее конструктивными элементами являются рабочая камера, выполненная из тепловоспринимающего материала, и светопрозрачное ограждение. Внешние поверхности камеры, не подвергающиеся в течение светового дня облучению солнечной радиацией, теплоизолируются.

Распределение температуры в бетоне при его ТВО в модели гелиокамеры в натуральных условиях на широте 56° показало, что для пакета из трех образцов на стадии нагрева бетона активнее прогревается верхний образец. Однако при проявлении экзотермии цемента в период отсутствия солнечной радиации более высокая температура наблюдается в центральном и нижнем образцах (рис. 1). При исследованиях бетонные образцы размером $400 \times 400 \times 150$ мм в опалубочных формах устанавливали друг на друга с образованием воздушного зазора между дном камеры и нижней формой и между формами. Для соблюдения граничных условий второго рода образцы по периметру тщательно теплоизолировали, что позволило направить тепловой поток только по толщине образца. Образцы изготовляли из тяжелого бетона с $V/C=0,5$ при расходе цемента 415 кг/м^3 . Температуру бетона и воздуха измеряли хромель-копелевыми термопарами и регистрировали автоматическим потенциометром КСП-4.

Аккумуляция солнечной радиации в энергоемких материалах позволяет продлить цикл ТВО бетона, увеличивая

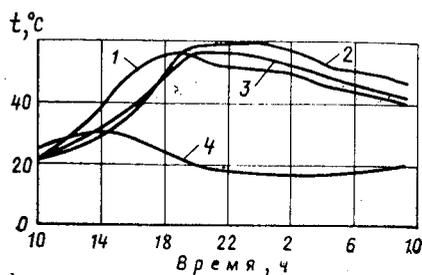


Рис. 1. Температурный режим при твердении бетона в модели гелиокамеры в натуральных условиях
1 — температура бетона верхнего образца; 2 — то же, среднего; 3 — то же, нижнего; 4 — температура наружного воздуха

продолжительность его изотермического выдерживания. В качестве теплоаккумулирующего материала использовали парафин. Расчет энергетического баланса гелиокамеры с аккумуляторами энергии показал, что в ней можно проводить ТВО, например, стеновых панелей пакетом высотой в 3...4 изделия.

По результатам проведенных исследований в Сурхан-Дарьинской обл. на ОП «Сурхан» Госкомводстроя УзССР была изготовлена и прошла производственные испытания экспериментальная напольная переставная гелиокамера с аккумуляторами энергии (рис. 2).

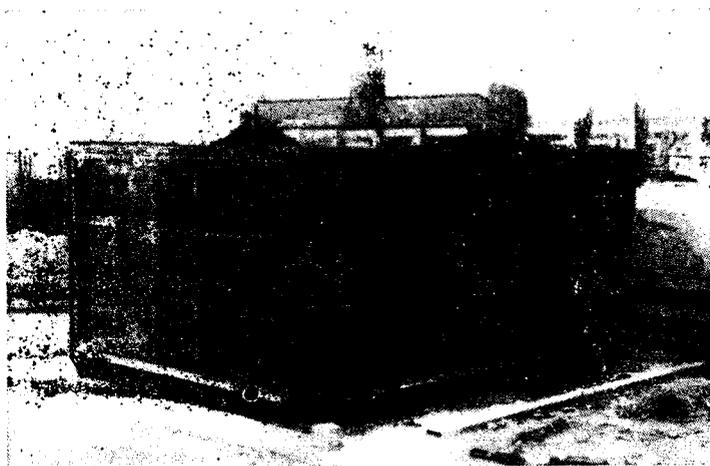
Она состоит из прямоугольной металлической емкости без днища и закрепленного вокруг нее в съемных металлических переплетах светопрозрачного ограждения,

выполненного из стекла толщиной 6 мм. На вертикальных поверхностях емкости смонтированы навесные плоские баки, заполненные парафином. Северная сторона камеры теплоизолирована. Для перестановки камеры в ее верхней части закреплена траверса. Наружные габариты камеры — $5730 \times 4100 \times 2630$; внутренние — $5400 \times 3780 \times 2350$ мм. Площадь поверхности светопрозрачного ограждения 55 м^2 . Масса камеры с парафином 10 т.

Устройство гелиокамеры позволяет использовать существующую на предприятии энергетическую сеть для нагрева бетонных изделий паром с последующим изотермическим выдерживанием их за счет поступления солнечной радиации, а также аккумулярованной энергии.

Производственные испытания гелиокамеры проводили при различных режимах ТВО изделий из керамзитобетона класса В7,5 и тяжелого бетона класса В22,5. При ТВО керамзитобетонных стеновых панелей с использованием только солнечной энергии температура бетона, твердеющего в пакете из четырех плит толщиной по 300 мм каждая, растет равномерно при общем перепаде температур между верхней и нижней плитой на стадии нагрева не более 10°C (рис. 3). Максимальная температура в бетоне составляет 55°C . В последующем этот температурный режим сохраняется в течение суток. В изделиях из тяжелого бетона

Рис. 2. Экспериментальная переставная гелиокамера с аккумуляторами энергии



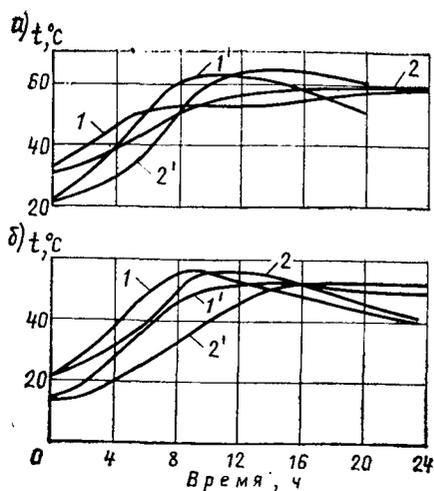


Рис. 3. Изменение температуры в бетоне при ТВО с использованием солнечной энергии в экспериментальной гелиокамере и в ее лабораторной модели
а — для легкого бетона; б — для тяжелого; 1, 1' — температура в верхнем изделии и образце; 2, 2' — то же, в нижнем изделии и образце

толщиной 300 мм получены такие же температурные зависимости.

При ТВО бетона с использованием солнечной энергии и пара изделия в камере вначале прогревают паром в течение 5 ч. В результате температура в бетоне достигает 70°C. В дальнейшем ТВО происходит под действием аккумулированной энергии, либо энергии солнечной радиации. При этом температура бетона поднимается до 75...80°C. Температура в изделиях распределяется равномерно, а по высоте пакета — с перепадом до 10°C, причем наибольшая температура наблюдается в верхней плите, наименьшая — в нижней (рис. 4).

При утреннем бетонировании изделий (с 8 до 12 ч) и дальнейшем выдерживании их в гелиокамере до 8 ч следующих суток набор прочности контрольных образцов, твердевших в одинаковых с изделием условиях, составил для керамзитобетона 45...55, для тяжелого бетона — 53...65% R_{28} . При бетонировании изделий в ночное время с последующим твердением в течение светового дня до 20 ч набор прочности для легкого бетона составил 70...80%, для тяжелого — 74...80% R_{28} . Последующее хранение контрольных образцов без ухода в естественных условиях сухого жаркого климата в течение

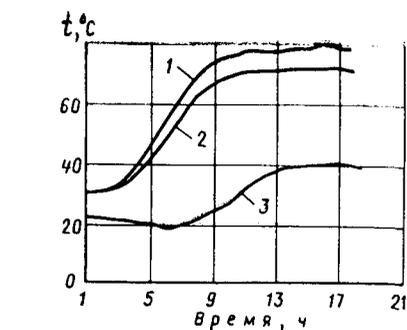


Рис. 4. Температурный режим при ТВО бетонных изделий в экспериментальной гелиокамере с использованием пара и солнечной энергии
1 — температура бетона верхнего изделия; 2 — то же, нижнего; 3 — температура наружного воздуха

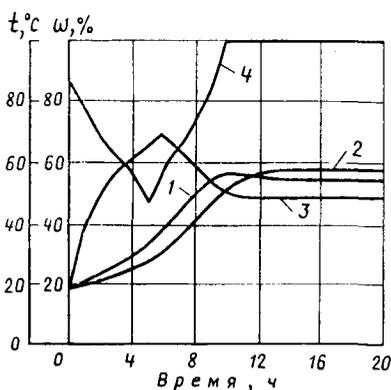


Рис. 5. Изменение температуры и относительной влажности при ТВО бетона в лабораторной модели гелиокамеры
1 — температура бетона верхнего образца; 2 — то же, нижнего; 3 — температура воздуха в гелиокамере; 4 — относительная влажность в объеме гелиокамеры

в течение 28 сут не повлияло на проектную прочность.

Количество воды, необходимое для создания при максимально допустимой температуре ТВО бетона в объеме гелиокамеры относительной влажности, соответствующей требованиям нормативных документов, определялось по уравнению Клапейрона

$$m = \frac{PV}{RT},$$

где P — давление насыщенного водяного пара; V — свободный объем гелиокамеры; R — газовая постоянная для водяного пара; T — температура паровоздушной смеси.

Расчет показал, что для получения 100%-ной относительной влажности необходимо испарение из бетона 1% воды затворения, что не может повлиять на гидратацию цемента.

Экспериментальную проверку влажностного режима, создаваемого в гелиокамере при твердении бетона, проводили на лабораторной модели в климатической камере. Влажность воздуха в рабочем объеме гелиокамеры определяли с помощью аспирационного психрометра Feutron. При подъеме температуры воздуха (рис. 5, кривая 3) в рабочей камере в первые часы снижается его относительная влажность до 45% (кривая 4). Однако при нагреве бетона до максимально допустимой температуры относительная влажность воздуха в гелиокамере достигает 100% и сохраняется на этом уровне до окончания ТВО. Полное насыщение объема влагой наступает через 10 ч после помещения бетона в гелиокамеру, что по времени соответствует периоду его изотермического выдерживания. Такой тепловлажностный режим наиболее благоприятен для формирования структуры цементного камня и соответствует ТВО в среде с переменной влажностью [2, 3].

Промышленные испытания гелиокамеры показали энергетическую работоспособность и практическую целесообразность ее применения в стройиндустрии. ЦНИИОМТП изготовил четыре переставные напольные гелиокамеры с аккумуляторами энергии для строительных предприятий ПО Чимкентагропромстрой и Ташоблмелноводстроя.

Внедрение новой технологии ТВО бетона и гелиоустройств позволяет на 40...60% снизить расход тепловой энергии при изготовлении сборных железобетонных изделий в южных районах страны.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Подгорнов Н. И. Сравнительные исследования температурного режима гелиокамер для тепловой обработки бетона // Гелиотехника. — 1984. — № 1. — С. 38—40.
2. Малинина Л. А., Куприянов Н. Н. О роли влажности теплоносителя при тепловой обработке изделий // Бетон и железобетон. — 1979. — № 10. — С. 10—12.
3. Куприянов Н. Н., Малинина Л. А. Тепловлажностная обработка бетонов в продуктах сгорания природного газа // Бетон и железобетон. — 1987. — № 4. — С. 25—26.

С. В. ГЛАЗКОВА, Л. Н. СЕРГИЕНКО, А. В. ХАРЧЕНКО, кандидаты техн. наук,
М. В. ГАКЕН, М. А. КИРИЧЕНКО, Г. М. ФИЛЕНКОВА, инженеры (НИИСК)

Новая пластифицирующая добавка

На некоторых заводах Украины успешно используют новую пластифицирующую добавку ПФ — пластификатор формиатно-спиртовой. Добавка является промышленным отходом Рубежанского химкомбината при производстве многоатомного спирта — пентаэритрита и представляет собой водный раствор с содержанием сухого остатка до 45% [1, 2].

Ее применяют для увеличения подвижности бетонной смеси при том же расходе воды или прочности и плотности бетона при снижении расхода воды.

В НИИСКе исследовали бетоны с добавкой ПФ на цементе Эдолбуновского цементно-шиферного комбината марок 500 и 600, щебне Гниваньского карьера крупностью 5...20 мм, Днепровском речном песке с $M_k=1,17$. Изменение подвижности бетонной смеси с добавкой ПФ при неизменном В/Ц приведено в табл. 1. Наличие добавки повышает подвижность смеси в 3...5 раз. Влияние добавки ПФ на прочность бетона приведено в табл. 2. В равноподвижных смесях прочность бетона с добавкой ПФ выше прочности бетонов без добавки на 15...20%, оптимальное количество добавки для данного цемента 0,6...0,8%.

Характеристику поровой структуры бетона с добавкой ПФ определяли методами изотерм адсорбции и определения водопоглощения. Первый метод использовали для определения удельного объема микропор ($r \leq 200 \text{ \AA}$), изучения их распределения по размерам и вычисления их удельной поверхности. Работу проводили на установке, разработанной в КИСИ. Второй метод использовали для определения общего объема пор по ГОСТ 12730.3—78. Результаты испытаний представлены в табл. 3.

Для изучения возможности применения бетона с добавкой ПФ в преднапряженных конструкциях исследовали не только его прочностные, но и деформативные характеристики. Испытывали бетонные смеси с расходом цемента 600 кг на 1 м³ бетона и постоянным В/Ц, равноподвижные бетонные смеси с уменьшенным В/Ц, а также с пониженным расходом цемента.

чены при снижении расхода цемента на 10%. Модуль упругости в бетонах с добавкой ПФ на 10% выше, чем в образцах без нее.

Деформации ползучести определяли одновременно с деформациями усадки. Длительное нагружение образцов осуществляли на пружинных испытательных устройствах в помещении с естественными температурно-влажностными условиями. Температура воздуха колебалась от 18 до 23°C, относительная влажность 65...93%.

Результаты исследования приведены на рис. 1. К моменту окончания наблюдений (200 сут) деформации усадки ползучести составов с добавкой ПФ были несколько ниже, чем аналогичные деформации контрольного состава.

Исследование коррозионной стойкости арматуры в бетоне с добавкой ПФ проводили по методике НИИЖБа [3], основанной на снятии анодных поляризационных кривых (потенциометрический

Таблица 1

Количество добавки, % массы цемента	О. К., см	$R_{сж}^{28}$ МПа
—	2/6	47,2/63,0
0,6	7/18	47,0/63,6
0,8	8/21	47,5/63,3
1,0	10/23	51,6/61,5

Примечание. Перед чертой — для расхода цемента 400 кг/м³; после черты — 600 кг/м³.

Таблица 2

Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг				Добавка, % массы цемента	В/Ц	О. К., см	Прочность бетона, МПа	
Ц	П	Щ	В				после ТВО	через 28 сут
280	675	1250	185	—	0,66	6,0	12,5	14,6
280	675	1250	168	0,4	0,60	6,0	17,9	20,4
280	675	1250	168	0,6	0,60	6,5	17,6	19,5
280	675	1250	165	0,8	0,58	7,0	19,6	25,1
385	580	1250	173	—	0,44	5,6	28,7	43,2
385	580	1250	161	0,4	0,41	5,0	35,2	49,8
385	580	1250	158	0,6	0,41	6,0	35,2	50,3
385	580	1250	155	0,8	0,40	5,0	38,3	53,2
540	429	1286	200	—	0,37	6,0	53,2	64,2
540	429	1286	176	0,4	0,33	6,5	56,6	74,2
540	429	1286	168	0,6	0,31	6,0	62,2	77,2
540	429	1286	159	0,8	0,31	6,0	62,7	77,5

Прочность бетона и деформативные свойства определяли по ГОСТ 10180—78 и 24458—80 на образцах-кубах с ребром 10 см и призмах размером 10×10×40 см. Составы бетона и физико-механические характеристики бетона приведены в табл. 4.

Как видно из приведенных данных, в равноподвижных бетонных смесях прочность бетона с ПФ выше на 16...27%. Равнопрочные бетоны с добавкой полу-

Таблица 3

Количество добавки, % массы цемента	Удельный объем пор, м ³ /кг ($\times 10^3$)				$\frac{V_1}{V}$	$\frac{V_2}{V}$	Удельная поверхность пор, м ² /г
	общий V	$r \leq 200 \text{ \AA}$	$r \leq 200 \text{ \AA}$	$r \leq 200 \text{ \AA}$			
—	11,8	2,5	9,3	21	79	42	
0,7	11,9	3,3	8,6	28	72	42	

Таблица 4

Состав бетона	Расход материалов на 1 м ³ бетона, кг				Добавка, % массы цемента	В/Ц	О. К., см	$R_{сж}$, МПа			$E_b \times 10^4$, МПа	$R_{сж}^{28}$, МПа
	Ц	П	Щ	В				через 4 ч после ТВО	$R_{призм}$	E_b		
1	600	400	1250	214	—	0,357	5,0	43,7	35,8	2,86	63,0	
2	540	429	1285	175	0,8	0,325	4,5	57,6	41,2	3,13	64,9	
3	600	400	1250	214	0,8	0,357	10,0	54,4	44,1	3,10	73,3	
4	600	400	1250	176	0,8	0,290	4,5	58,5	41,5	3,22	80,2	

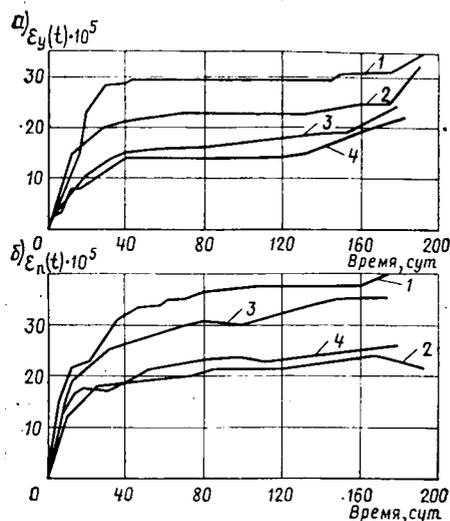


Рис. 1. Деформации усадки (а) и ползучести (б) бетонов с добавкой ПФ 1...4 — номера составов

метод). За критерий принята плотность тока при потенциале +300 МВ, которая не должна превышать 10 мкА/см² (устойчивое пассивное состояние стали в бетоне). Испытания проводили на образцах-призмах размером 4×4×12 см из цементно-песчаного раствора состава 1:3, армированных проволокой диаметром 5 мм из стали класса В-1.

После ТВО до начала испытаний образцы хранили в течение 30 сут в нормальных условиях. Поляризационные кривые снимали перед погружением, а затем после выдерживания образцов в течение 90, 180 и 360 сут в различных средах. В качестве испытательных сред использовали воду (переменное насыщение — высушивание по режиму 72...96 ч) и пары HCl (с=0,00028 мг/л).

Результаты испытаний приведены в табл. 5 и на рис. 2.

Из полученных данных видно, что плотность тока в образцах без добавки и с добавкой до 1%, не превышает плотности тока 10 мкА/см² и, следовательно, арматура находится в устойчивом пассивном состоянии. При увеличении количества добавки до 1,5% плотность тока несколько увеличивается.

Испытание образцов в режиме насыщение водой — высушивание не ухудшило состояния арматуры, а, наоборот, увеличило плотность цементно-песчаного раствора и снизило плотность тока до 2,8 мкА/см².

При воздействии паров соляной кислоты на образцы без добавки и с 1% ПФ плотность тока после 1 года испытаний не изменилась. После каждого срока испытаний образцы вскрывали и измеряли толщину защитного и карбонизированного слоя. В связи с высокой плотностью бетона нейтрализация защитного слоя

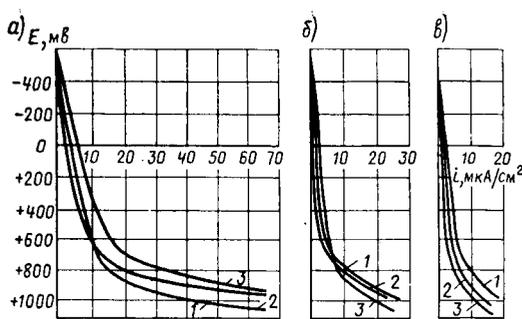


Рис. 2. Поляризационные кривые стали в цементно-песчаном растворе (увлажнение — высушивание, в воде) а — 30 сут; б — 180 сут; в — 360 сут; 1 — без добавки; 2 — 1% ПФ; 3 — 1,5% ПФ

Таблица 5

Количество добавки, % массы цемента	Плотность тока, мкА/см ²			
	<i>i</i> ₃₀	<i>i</i> ₉₀	<i>i</i> ₁₈₀	<i>i</i> ₃₆₀
—	4,2	3,8/10,1	1,1/4,2	2,8/0,4
1,0	3,7	9,7/9,0	0,1/0,2	0,7/1,3
1,5	10,2	6,3/2,0	1,5/3,9	0,8/2,4

Примечание. Перед чертой — в воде, после черты в HCl.

прошла на незначительную глубину 1...1,5 мм, что не повлияло на состояние арматуры.

Выводы

Добавка ПФ по эффекту пластификации относится к третьей группе. Оптимальный расход ее для бетонов на цементе Здолбуновского цементно-шиферного комбината составляет 0,6...0,8%.

В равноподвижных смесях введение ПФ повышает модуль упругости и прочность бетона на 15...20%, что позволяет для равнопрочных бетонов сократить расход цемента на 10...12%. Усадка и ползучесть у бетонов с добавкой ПФ несколько ниже, чем у бетонов без нее. Введение ПФ способствует формированию мелкопористой структуры, которая повышает плотность бетона.

Введение в бетон до 1% ПФ не вызывает коррозии арматуры.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пластификатор форматно-спиртовый (водный раствор): ТУ 84-1067-85 / Госкомитет по стандартам. — 13 с.
2. Инструкция по применению пластифицирующей добавки ПФ в бетоне: ВСН 65 УССР 18-85 / Минпромстрой УССР. — 15 с.
3. Методические рекомендации по исследованию ингибиторов коррозии арматуры в бетоне. — М.: НИИЖБ, 1980. — 36 с.

ВНИМАНИЮ ЧИТАТЕЛЕЙ!

РЕСПУБЛИКАНСКИЙ ПРОЕКТНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ И КОНСТРУКТОРСКИЙ ИНСТИТУТ РОСПРОЕКТАГРОПРОМСТРОЙМАТЕРИАЛЫ
принимает заказы от организаций и предприятий на выполнение:

- в 1990 г. технико-экономических расчетов и рабочих проектов на реконструкцию и техническое перевооружение заводов ЖБИ и ЖБК;
- в 1989—1990 гг. технологических карт на производство железобетонных изделий при номенклатуре не менее 20 шт.

Ориентировочная стоимость одной карты без командировочных расходов 430 руб.

По вопросам заключения договоров и за дополнительной информацией обращаться по адресу:
410005, Саратов, ул. Пугачевская, 147/151, тел. 24-94-27

УДК 666.9.046

Б. А. КСЕНЯКИН, инж., В. П. ГАНИН, канд. техн. наук (ВНИПКИстройиндустрия)

Теплообменник для подогрева воды затворения бетонной смеси

Применение разогретых бетонных смесей является обязательным требованием при зимнем бетонировании, а также при изготовлении железобетонных изделий на полигонах. В заводских условиях оно обеспечивает сокращение цикла предварительного выдерживания, ускоряет твердение бетона, повышает показатели кинетики его твердения, позволяет снизить расход энергии на тепловую обработку изделий. Наиболее простым способом производства разогретой бетонной смеси является использование горячей воды затворения в процессе перемешивания компонентов замеса.

Для разогрева воды затворения необходим теплообменник со следующими характеристиками: длительность разогрева 1...1,5 мин, количество разогреваемой воды — 200 л, температура ее подогрева 70...80°C, давление пара 0,05...0,1 МПа. Он должен стабильно работать на химически неочищенной воде в периодическом режиме, что после согласования его с работой оборудования БСЦ позволит разогревать воду непосредственно перед ее использованием, уменьшив потери тепла и увеличив тепловой к. п. д.

В проектах реконструируемых и новых БСЦ предусматривается установка серийно выпускаемых теплообменников, в большинстве случаев скоростных. Но на предприятиях стройиндустрии вода затворения не подвергается химической очистке, поэтому через 8...12 мес теплообменник забивается отложениями солей и выходит из строя. Этому способствует также непрерывный режим его работы при аритмичном режиме работы оборудования для приготовления смеси. Перерывы в работе влекут за собой перегрев воды и интенсивное отложение солей.

Из-за аритмичного режима работы оборудования возрастают потери тепла в теплообменнике. При отсутствии тепловой нагрузки, т. е. при остановке БСЦ тепловой к. п. д. теплообменника падает до нуля. Поэтому одновременно с установкой скоростных теплообменников необходимо предусматривать техниче-

ские решения, обеспечивающие автоматическое согласование остановки и пуска в работу одновременно паропровода, водопровода и конденсатопровода теплообменника с ритмом работы бетонносмесителя. Для пароводяных теплообменников необходима также автоматизация процесса удаления воздуха перед пуском в работу.

На предприятиях подогрев воды осуществляют в бойлерах (емкостной теплообменник), без систем автоматики. При нагреве в бойлере большого количества воды паровым регистром, рассчитанным на среднюю нагрузку, потери тепла уменьшаются, но не ликвидируются. Нерешенным остается вопрос о предотвращении солевых отложений на поверхности нагрева.

Существенным недостатком в использовании бойлера на предприятиях с циклическим режимом работы является длительное время подогрева воды. Чтобы исключить задержку производства, необходимо постоянно греть воду в бойлере, что резко снижает его к. п. д.

Оказывается, невозможно разработать емкостной теплообменник с требуемыми характеристиками. Расчет показал, что для этого в объеме 200 л необходимо разместить 9 м² поверхности теплообмена. Но невозможно конструктивно выдержать экономичное соотношение диаметра и длины парового регистра, которое исключало бы возможность переохлаждения в нем конденсата.

Эффективность рассмотренных теплообменников зависит также от степени надежности работы устройств, предотвращающих потери тепла с пролетным паром. При их наличии потери составляют 15...20% [1]. Отсутствие на большинстве предприятий конденсатоотводчиков и системы сбора и использования конденсата снижает к. п. д. теплообменника в 3...4 раза. Для скоростных подогревателей и бойлеров паспортный к. п. д. обеспечивается только при номинальной нагрузке в стационарном режиме работы.

На многих предприятиях смонтированы самодельные емкости с подогревом в них воды острым паром. Попытки разогреть воду острым паром были предприняты и в институте ВНИПКИстройиндустрия. Однако необходимые характеристики скоростного режима работы теплообменника обеспечить не удалось из-за образования гидроударов и выброса воды и пара.

Установленный факт подтверждается литературными источниками, согласно которым при большой производительности (25 т/ч) разность температур греющего пара и воды не должна превышать 5...7°C [2]. Из анализа вариантов получения горячей воды, используемых на предприятиях, можно сделать следующие выводы.

1. На базе известных технических решений невозможно разработать тепло-

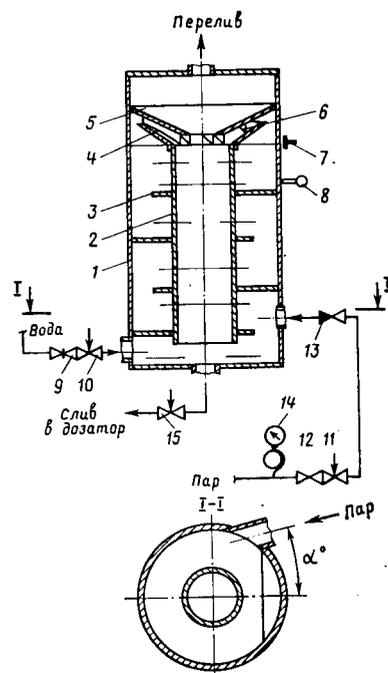


Схема смесительного теплообменника

1 — корпус; 2 — рециркуляционная труба; 3 — перегородка; 4, 5 — конусы; 6 — лопатки подкручивающиеся; 7 — датчик температуры; 8 — датчик температуры; 9 — задвижка; 10 — автоматический клапан подачи холодной воды; 11 — автоматический клапан подачи пара; 12 — вентиль; 13 — обратный клапан; 14 — манометр; 15 — автоматический клапан слива нагретой воды

Показатели	Тип теплообменника			
	скоростной кожухотрубный (тип 9 ОСТ 34588—68)	емкостной бойлер № 2, 5 (СТД3070)	смесительный с парораспределительным устройством (не стандартное оборудование)	смесительный без парораспределительного устройства (опытный образец)
Режим работы	В течение смены	Круглосуточно	В течение смены	Периодически (по требованию)
Тепловой к. п. д., %	15—20	20—25	40—50	95—97
Скорость нагрева воды (маневренность), С/мин	—	—	10—25	60
Номинальная производительность, т/ч	—	—	12	12
Рабочее давление в корпусе, МПа	До 0,6	До 0,6	Безнапорное	
Давление греющего пара, МПа	0,3—0,4	0,3—0,4	До 0,15	0,05—0,30
Объем нагреваемой воды, м ³	—	2—4	1,5—3,0	0,2
Средняя наработка на отказ, лет	0,3—0,5	0,5—1,0	1,0—2,0	Не менее 10

Примечание. В опытном образце теплообменника жесткость воды не нормируется, в остальных теплообменниках желательнее смягчать воду.

обменник, отвечающий всем требованиям производства.

2. Для решения задачи подогрева воды затворения необходимо разработать принципиально новый теплообменник.

Одним из вариантов решения задачи подогрева воды затворения, отвечающим всем требованиям, является смесительный теплообменник¹ (см. рисунок). Принцип его работы основан на упорядоченной многократной и высокоскоростной циркуляции подогреваемой воды совместно с острым паром. Это позволяет быстро нагревать воду при разности температур греющего пара и воды до 100°C без образования гидроударов и выброса воды и пара.

Образец теплообменника принят в эксплуатацию на ССК № 1 «Строитель» треста Куйбышевгазпромпострой в 1987 г., а также применен на комбинате строительных конструкций треста Пермгазпромпостройматериалы в г. Нытва в 1988 г.

Особенностью конструкции является то, что рециркуляционная труба опущена ниже нижней перегородки, а острый пар вводится через патрубок, расположенный выше и на краю хорды перегородки, что обеспечивает эффект эжекции острым паром воды из нижней части теплообменника. Для работы в автоматическом режиме имеются автоматические системы заполнения теплообменника водой до уровня верхнего среза рециркуляционной трубы, а также

* А. с. 1224531 СССР, F 28 С 306. Смесительный теплообменник / Б. А. Ксениякин, В. П. Ганин (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1986. — № 14. — С. 18.

система нагрева воды до заданной температуры.

Теплообменник работает следующим образом. После открывания клапана он заполняется водой. При заполнении теплообменника водой до заданного уровня датчик дает сигнал, и клапан закрывается. Вода после открытия клапана и подачи острого пара в теплообменник нагревается.

Поскольку она нагревается скачкообразно, скорость конденсации пара снижается, образуется паровой пузырь, который начинает выталкивать воду вверх. Одновременно за счет кинетической энергии паровой струи будет происходить эжекция воды из нижней части теплообменника в зону подачи острого пара.

За счет этих процессов образуется сложный контур циркуляции: паровой пузырь выталкивает верхние слои воды из кольцеобразного зазора между корпусом и рециркуляционной трубой в обход перегородок, далее в кольцеобразный зазор между корпусом и основанием нижнего конуса, затем в щели между конусами, где поток подкручивается лопастями венца направляющего аппарата и опускается по рециркуляционной трубе. Контур циркуляции обеспечивает интенсивную конденсацию острого пара и высокую скорость нагрева воды.

Существенным преимуществом принципа работы теплообменника является наличие саморегулирующего свойства, при котором скорость циркуляции и нагрева жидкости однозначно меняется с изменением давления пара. В отличие от известных теплообменников это обес-

печивает максимальный тепловой к. п. д. во всех режимах эксплуатации, что особенно ценно при эксплуатации в непрерывном режиме.

Образующийся при нагреве воды конденсат заполняет свободное пространство выше верхнего среза рециркуляционной трубы. После нагрева воды до заданной температуры датчик дает сигнал на закрытие клапана, подача острого пара в теплообменник прекращается.

Для слива нагретой воды оператор открывает клапан и контролирует количество сливаемой воды по показанию дозатора. После окончания слива нагретой воды в дозатор автоматически открывается клапан, и теплообменник заполняется холодной водой.

Таким образом, вода в теплообменнике с заданной температурой нагрева пребывает только в промежутке времени, требуемом для слива необходимой порции в дозатор. После слива теплообменник заполняется холодной водой, что снижает его температуру и потери тепла в окружающую среду. Тепловой к. п. д. теплообменника повышается до 95 ... 97%.

В таблице сведены основные технические показатели теплообменников по ГОСТ 4.429—86. Данные приведены при условии нагрева воды до 70 ... 80°C. Практически же воду совсем не греют или подогревают до температуры 40 ... 50°C, но при более высоком к. п. д.

Эффективность, обеспеченная в основном за счет повышения теплового к. п. д., составляет до 0,04 Гкал на 1 м³ изделия. Практически эффективность предлагаемого теплообменника обеспечивается также за счет повышения температуры воды затворения и производства разогретой бетонной смеси. Отсутствие солевых отложений резко повышает надежность теплообменника. Благодаря простоте конструкции его можно изготовить в любой механической мастерской предприятия стройиндустрии. Совокупная эффективность теплообменника составляет 0,4 ... 0,9 р на 1 м³ изделия.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Якадин А. И. Конденсатное хозяйство промышленных предприятий. — М.: Энергия, 1973. — С. 3, 5.
2. Ермаков В. Ф., Пермяков В. А. и др. Смешивающие подогреватели паровых турбин. — М.: Энергоиздат, 1982. — С. 73.

В. Н. ШАСТУН, канд. техн. наук (Днепропетровский инженерно-строительный ин-т);
В. В. ЦЫРО, канд. техн. наук, Э. И. МАРЧЕНКО, Г. И. СОЛОМАТИНА, инженеры
(СКБТ Стройиндустрия Минсевзапстроя СССР)

Гибкая технологическая линия производства сборных изделий

Развитие индустриальной базы строительства в условиях все увеличивающейся номенклатуры изделий возможно только на основе повышения гибкости технологии.

Широко распространенная поточно-агрегатная схема производства считается наиболее гибкой и маневренной, поскольку отсутствует жесткая связь между элементарными процессами (подготовка форм, армирование, ТВО). Однако поточно-агрегатному способу присущи большая металлоемкость оснастки и низкий уровень ее использования, значительное число транспортных крановых операций, пересечение грузопотоков, высокий процент ручного труда.

Другой распространенный способ производства, конвейерный, позволяет механизировать многие технологические операции, обеспечить непрерывность технологического потока. Но из-за жесткой и зависимой связи операций этот способ нельзя признать гибким и быстропереналаживаемым.

Гибкая технология позволяет выпускать изменяемую номенклатуру без нарушения ритма работы технологических линий, а следовательно, без снижения

производственных мощностей [1]. При этом технология и оборудование должны быть универсальными, чтобы переналаживать их на выпуск различной продукции с минимальными затратами.

Основные принципы для обеспечения гибкости производства сформулированы в источнике [2]:

взаимозаменяемость форм на технологических потоках в соответствии с изменением потребности в тех или иных изделиях, без перестройки в работе машин и ритма потока;

повышение использования универсальных форм, позволяющих приспособливать и переналаживать их для нескольких типов изделий;

выделение постов формования в специализированные участки, обеспечивающие сокращение ритма основных технологических потоков;

организация схем производства с выделением постов переналадки форм и постов комплектации их для сложных изделий на специальных участках с удлинением ритма работы и непосредственно не связанных с работой основного потока;

применение технологических приемов,

обеспечивающих сохранение установленного ритма производства при изменении номенклатуры, габаритов, отделки изделий.

В настоящее время разработано несколько типов линий, в которых в разной мере реализуются указанные принципы гибкости.

Полуконвейерная линия по изготовлению доборной продукции ЦНИИЭП жилища [3] (рис. 1) содержит две независимо работающих ветви распалубки и подготовки форм, отдельно расположенные посты формования и напольные щелевые камеры, на которых находятся посты распалубки и подготовки форм. Гибкость производства обеспечивается организацией отдельных постов формования, что позволяет передавать формы с участка на участок по мере их готовности. Недостаток этой линии заключается в отсутствии принудительного ритма работы и в высокой, как и в поточно-агрегатной технологии, трудоемкости.

Технологическая линия фирмы «Партек» (Финляндия), состоит из единого передаточного моста, транспортирующего форму от поста к посту, тупиковых технологических постов формования, распалубки, подготовки, переоснастки форм, тепловой обработки (рис. 2). Расположение постов вдоль передаточного моста позволяет благодаря их специализации создать независимый режим работы от общего ритма линии. Недостатком линии является ограниченная мощность из-за возможностей транспортирующей системы и стендового характера работы постов подготовки форм.

На рис. 3 представлена болгарская ли-

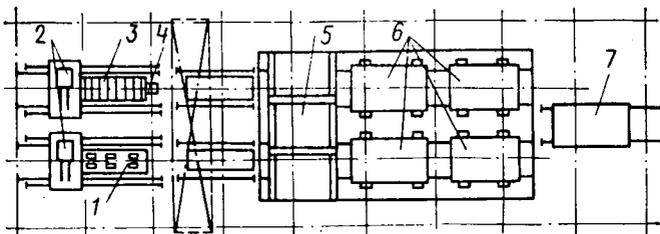


Рис. 1. Полуконвейерная линия ЦНИИЭП жилища
1 — виброплощадка СМЖ-538; 2 — бетоноукладчик СМЖ-166А; 3 — виброударная установка; 4 — формоукладчик; 5 — передаточная тележка; 6 — устройства для открывания и закрывания бортов; 7 — тележка

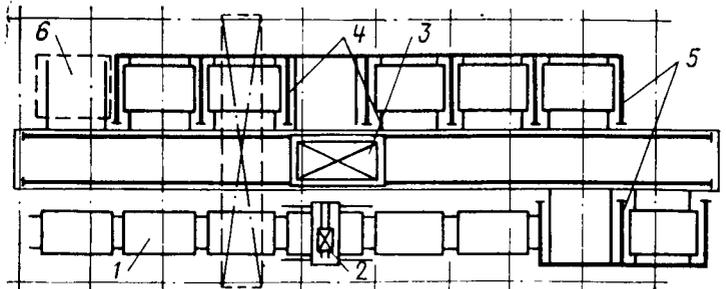


Рис. 3. Технологическая линия (Болгария)
1 — линейный формовочный конвейер; 2 — бетоноукладчик; 3 — передаточная тележка с подъемником форм; 4 — рельсовые пути; 5 — многоярусные камеры; 6 — пост переоснастки форм

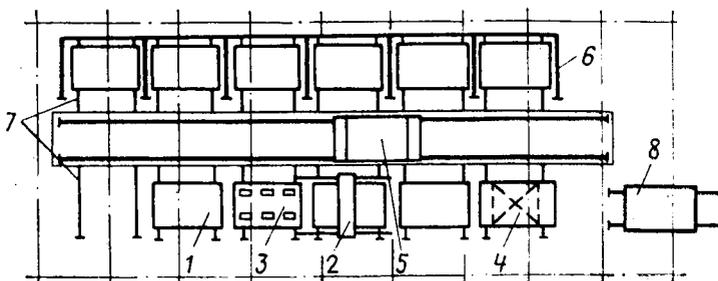


Рис. 2. Технологическая линия фирмы «Партек» (Финляндия)
1 — форма; 2 — бетоноукладчик с виброляжкой; 3 — виброплощадка; 4 — кантователь; 5 — передаточный мост; 6 — камеры ТВО; 7 — рельсовый путь; 8 — тележка вывоза готовой продукции

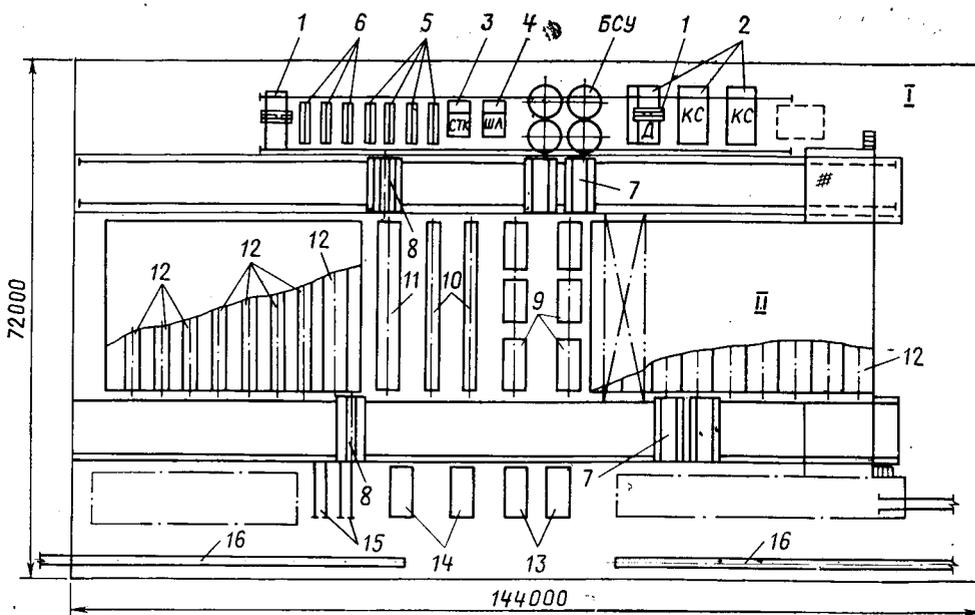


Рис. 4. Гибкая технология для изготовления комплекта изделий КПД годовой мощностью 100... 140 тыс. м²

1 — бетоноукладчик; 2 — виброплощадка на пневмоподушке; 3 — форма СТК; 4 — форма ШЛ; 5 — ККЛ для ВС; 6 — ККЛ для плит ПП; 7 — передаточная тележка для горизонтальных форм; 8 — то же, для вертикальных форм; 9 — конвейер подготовки НС и добора; 10 — конвейер подготовки плит ВС и ПП; 11 — конвейер подготовки СТК и ШЛ; 12 — специализированные камеры ТВО; 13 — посты распалубки; 14 — посты переоснастки; 15 — посты распалубки и переоснастки; 16 — конвейеры отделки; I — заготовительное отделение арматурного цеха; II — сборочно-сварочный участок арматурного цеха

ния — вариант линии фирмы «Партек». С целью повышения производительности камеры выполнены многоярусными, вместо специализированных постов используется формовочный конвейер обычного типа. Это резко снижает гибкость производства, поскольку при разнообразной номенклатуре на конвейере возникает «рваный» ритм работы и усложняется процесс переоснастки форм. Эта линия смонтирована на заводе КПД Лозовского филиала Харьковского ДСК-1 с одноярусными камерами, а ЦНИИЭП жилища выполнен проект линии для выпуска наружных стен годовой мощностью 140 тыс. м².

Большой гибкостью обладают касетно-конвейерные линии СКТБ Стройиндустрия [4], но они не охватывают всю номенклатуру изделий КПД.

Существующую в современном строительстве номенклатуру сборных железобетонных изделий можно подразделить на 4 основных вида: плитные (до 60% общего объема изделий), линейные (до 20%) блочные и объемные конструкции (около 10%). Каждое изделие требует индивидуального способа формования и режима ТВО. Для изготовления плитных конструкций целесообразны вертикальные касетные установки (плиты перекрытий, внутренние стены, перегородки и т. д.), горизонтальные виброплощадки с вертикально направленными колебаниями (наружные стены, плиты перекрытий, плиты каналов и т. д.); гори-

зонтальные виброударные виброплощадки (дорожные плиты, лестничные площадки и т. д.). Для выпуска линейных конструкций — горизонтальные установки с вертикально направленными колебаниями. Для производства объемных и блочных конструкций — специализированные установки с установленным виброоборудованием, а также навесное, съемное оборудование (глубинные вибраторы, площадочные вибраторы, вибробалки и пригрузы).

Использование этих способов или сочетание их на одном посту позволит формовать изделия в том положении и по той технологии, которые наиболее рациональны.

Каждый тип изделий требует индивидуального режима ТВО. Установлено, что эффективность работы камер и расход тепловой энергии зависят в основном от номенклатуры обрабатываемых изделий, степени разброса их характеристик, определяющих режим ТВО. Это вызвано тем, что если в камере одновременно находится изделия, требующие разного режима ТВО, то она должна работать в наиболее мягком режиме. Изделия, требующие жестких режимов, выдерживают в камере более продолжительное время, что приводит к перерасходу тепловой энергии. Таким образом, для достижения оптимальных режимов ТВО каждого типа изделий необходимы камеры, размеры которых и режим обработки подобраны именно для этой группы.

На основе изложенных принципов, Днепропетровским инженерно-строительным институтом и СКТБ Стройиндустрия разработаны предложения по быстропереключаемой универсальной гибкой технологии изготовления изделий КПД годовой мощностью 140...160 тыс. м². Компоновочная схема производства приведена на рис. 4.

Изделия формируют в отдельном пролете, оборудованном независимыми специализированными постами. Бетонная смесь поступает по транспортной системе из встроенного в пролет бетоносмесительного узла. Специализация постов формования позволяет добиться высокого качества изделий, поскольку способ формования и режим уплотнения оптимальны для каждого типа изделий.

Так, формование панелей наружных стен и части добора организовано на виброплощадках на пневмоподушке конструкции СКТБ Стройиндустрии, формование панелей внутренних стен и плит перекрытий — в вертикальных формовочных установках касетно-конвейерных линий, разработанных СКТБ Стройиндустрия и внедряемых в настоящее время на заводах Минсевзапстроя СССР, объемные элементы формируют в специальных установках с передвижным вибросердечником и с немедленной распалубкой.

На линии применяют формы-тележки для вертикально формируемых изделий (в касетно-конвейерных линиях СКТБ Стройиндустрии) и универсальные поддон-тележки для горизонтального формования, например СМЖ-3010Б. Формы с изделиями захватом толкателя передвигаются на передаточную тележку, на которой установлены две пары рельс для двух типов форм. Передаточный мост снабжен двумя тележками для перемещения формы с изделиями к камерам ТВО.

Туннельные камеры ТВО вмещают три формы-тележки. Анализ номенклатуры изделий свидетельствует о том, что камеры должны быть вертикальными для обработки вертикально формируемых изделий или горизонтальными. После заполнения всей камеры они работают в циклическом режиме.

В каждой камере создается тот режим, который требуется для данного типа изделий, что значительно снижает расход тепловой энергии. Торцы камер оборудованы герметичными раздвижными дверями.

После ТВО формы захватом передаточной тележки выталкиваются из камеры на второй передаточный мост, расположенный в пролете переоснастки форм и доводки изделий.

После распалубки на специализиро-

ванных постах изделия транспортируют краном в зону отделки и доводки. Форма же, если не требует переоснастки, поступает на конвейер подготовки форм, где производится чистка, смазка, установка армокаркасов и комплектовующих. Конвейер подготовки форм находится в том же пролете, что и арматурный, оборудование которого установлено на перекрытии щелевых камер. Это позволяет значительно уменьшить грузопотоки, связанные с транспортированием армокаркасов на место укладки, поскольку для этой цели используют краны арматурного цеха и цеховые склады армокаркасов, которые одновременно являются складами поста армирования.

Конвейерные линии подготовки форм, обслуживающие вертикальные и горизонтальные формы, оборудованы механизмами для сборки форм, манипуляторами для чистки, смазки и укладки арматуры.

Если же после распалубки форма требует переоснастки, то ее перемещают на один из постов переоснастки. Рядом с постами расположен оперативный механизированный склад съемной бортооснастки. Готовую форму с помощью передаточной тележки устанавливают на конвейер комплектации, где она проходит все операции подготовки формы и поступает на пост формирования, после чего цикл повторяется.

Таким образом, разработана конвейерная линия со специализированными участками — переделами, работающими в ритме, независимом от ритма работы всей линии, т. е. реализованы основные принципы гибкости. Кроме того, отсутствует сложная и ненадежная система подачи бетонной смеси. Технология обеспечивает достижение оптимальных режимов ТВО на каждом технологическом переделе, что позволяет получить изделия высокого качества, снизить трудовые и энергетические затраты. Специализация технологических потоков повышает производительность труда и культуру производства. Совмещение в одном крановом пролете конвейеров комплектации и арматурного цеха исключает транспортирование арматуры на места укладки, создает рациональную организацию производства и сокращает производственные площади. Для комплектования технологической линии используется в основном стандартное оборудование, выпускаемое отечественной промышленностью.

Производственная мощность такой линии определяется производительностью формовочных постов, пропускной способностью камер термообработки, транспортной системы. Она рассчитана на выпуск 100...140 или 90...125 тыс. м³ в год.

По сравнению с существующими, рассмотренная технологическая линия имеет более высокие технико-экономические показатели: съем с 1 м² производственной площади увеличивается в 1,25 раза и составляет 11,45 м³/м², на 30% снижается металлоемкость оборудования, более чем в 2 раза увеличивается выработка на одного рабочего, на 15% уменьшается расход тепловой энергии.

Предлагаемая технология может найти широкое применение на предприятиях, выпускающих многономенклатурную продукцию промышленно-гражданского строительства и крупнопанельного домостроения.

В настоящее время СКТБ Стройинду-

стрия разрабатывает гибкую технологическую линию для конкретного завода ЖБИ. Рассматривается возможность внедрения технологии на других предприятиях страны для заводов КПП годовой мощностью до 50 тыс. м².

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крюков Р. В. Гибкая технология домостроительного производства. — М.: Стройиздат, 1969. — 61 с.
2. Технология бетонных и железобетонных изделий / В. Н. Сизов, С. А. Киров, Л. П. Попов и др. — М.: Высшая школа, 1972. — 520 с.
3. Белянов В., Гаврилина В., Гермаш С. Рациональная технология производства доборных изделий // На стройках России. — 1985. — № 1. — С. 44.
4. Цыров В. В. Кассетно-конвейерная технология производства плоских изделий // На стройках России. — 1986. — № 4.

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ КООПЕРАТИВ «НИСК»

выполняет работы по обследованию железобетонных конструкций промышленных зданий, разрабатывает рекомендации по усилению и ремонту дефектных и поврежденных конструкций.

«НИСК» ПРИНИМАЕТ ЗАКАЗЫ НА ИЗГОТОВЛЕНИЕ:

- ПРИБОРА ГПНВ-5 ДЛЯ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА;
- ТЕНЗОМЕТРОВ;
- ПРОГИБОМЕРОВ;
- ИНДИКАТОРОВ ЧАСОВОГО ТИПА.

Кооператив готовится к разработке и производству нового прибора для неразрушающего контроля прочности бетона, кирпича, цементного раствора и естественных камней.

Предполагаемые параметры прибора

Масса, кг	4
Габариты, мм	450×200× ×100
Источник питания	электросеть на 220 В
Продолжительность замера прочности испытываемого материала, с	5...15

Прибор не требует построения градуировочной зависимости и специальной квалификации персонала для его использования. Возможно доленое участие организаций в разработке прибора.

*С заявками обращаться по адресу:
121609 Москва, до востребования, кооператив «НИСК».*

Н. С. СТРОНГИН, Н. Я. СПИВАК, кандидаты техн. наук (ЦНИИЭП жилища)

Технологические требования к легкому бетону панельных конструкций жилых домов

Панельные конструкции жилых домов должны отвечать совокупности эксплуатационных требований при минимуме затрат ресурсов. Для наружных конструкций основными являются требования теплоизоляции, гидроизоляции, прочности и морозостойкости. Для внутренних элементов эксплуатационные требования определяются в основном звукоизоляцией, прочностью, жесткостью и огнестойкостью. Легкий бетон в конструкциях зданий обладает возможностью регулирования его физико-технических свойств. Эту способность целесообразно использовать для удовлетворения отмеченных требований.

Современный уровень технологии производства панельных конструкций обуславливает в основном применение сплошных поперечных сечений. Конструкции более сложных конфигураций

(слоистые ребристые и пустотные) используют весьма ограниченно. В сплошных однослойных конструкциях эксплуатационные показатели в основном зависят от фактически достигаемых технических свойств легкого бетона.

Вариабельность свойств легкого бетона тесно связана со свойствами пористого заполнителя и технологическими мероприятиями, обеспечивающими его целенаправленное структурообразование. Легкий бетон имеет также значительно большую номенклатуру регулируемых свойств по сравнению с тяжелым бетоном (см. таблицу).

Свойства пористого заполнителя зависят от технологии их производства и свойств сырья. Определяющими свойствами пористого заполнителя являются насыпная плотность и комплектность фракционного состава. Исследования

НИИ керамзита показали целесообразность выполнения в теплоизоляционных конструкционных бетонах недостающих мелких фракций зернового состава пористого заполнителя (в частности керамзита) дроблением крупных фракций. При современном уровне качества пористых заполнителей и рациональной заводской технологии КПД можно выпускать эффективные легкобетонные конструкции для всех элементов жилых и общественных зданий.

В ЦНИИЭП жилища разработаны и проверены в заводском производстве технологические методы производства однослойных, комбинированных и слоистых легкобетонных конструкций наружных стен и крыш с теплым чердаком, обеспечивающие требуемые теплозащитные и другие эксплуатационные параметры, а также внутренних несущих кон-

Вид керамзитобетона и тип структуры	n	$\frac{M}{M+K}$	Ц, марки 400, кг/м ³	Виброудельность	ПАВ, % массы цемента	ТМД, кг/м ³	Класс бетона	γ, кг/м ³	λ, Вт/(м·°С)	Водопроницаемость, г/см ²	Тип конструкции
Теплоизоляционно-конструкционный на дробленом керамзитовом песке	0,80	0,33	180	30/30 ³	—	—	B5-B7,5	750—1000	0,2—0,27	0,3	Наружные стеновые панели
то же, пластифицированный	1,00	0,25	200	20/0	0,05 КМ	—	B5-B7,5	800—1050	0,21—0,29	0,3	То же
на перлитовом песке или перлитовом песке с дробленным керамзитом	0,80	0,33	225	20/0	0,05 КМ	—	B5-B7,5	700—900	0,19—0,24	0,4	— > —
беспесчаный, поризованный технической пеной крупнопористый	0,80	0—0,15	250—275	5/0	П 0,8	75—100	B3,5-B7,5	800—900	0,21—0,24	0,4	— > —
	0,80	0,00	100—200	0/0	—	75—100	B0,35-B2	500—650	0,14—0,18	—	То же, теплоизоляционный слой двухслойных панелей
Высокопрочный конструкционно-теплоизоляционный	0,90	0,29	350—500	15/15	0,05 ГКЖ-11+ +0,3 С-3	100—150	B15-B25	1200—1300	0,36—0,42	0,2	Плиты безрулонной крыши над теплым чердаком
Конструкционный с малой концентрацией керамзита (горизонтальное формование)	0,28	0,71	300—275	20/20	—	—	B10-B20	1750—1850	—	—	Внутренние конструкции на кварцевом песке с $M_k \geq 2,5$
То же, при кассетном формовании	0,28	0,71	300—500	8—10	0,3 С-3	—	B10-B20	1650—1850	—	—	То же

Примечания: 1. Показатели керамзитобетона приведены для керамзита марок 400 и 500. 2. Поверхностно-активные добавки — КМ — клееканифольное мыло, П — синтетический пенообразователь («Полок»), ГКЖ-11 — водорастворимый гидроробизатор, С-3 — суперпластификатор. 3. Перед чертой — жесткость смеси, с (О. К., см), после черты — пригруз, г/см². 4. Характеристики керамзитобетона даны в сухом состоянии.

струкций перекрытий и стен, имеющих требуемую прочность и нормативную звукоизоляцию от воздушного и ударного шумов.

Для наружных однослойных панельных стен при насыпной плотности керамзита марок 300 и 400 рекомендуются составы теплоизоляционно-конструкционного бетона с дробленным керамзитом фракции 0...10 мм. При этом плотность керамзитобетона класса В5 в сухом состоянии может достигать 700 и 850 кг/м³.

При керамзите марок 500 и 600 следует применять керамзитобетон плотностью 850 и 1000 кг/м³ с перлитовым песком (в смеси с попутным керамзитовым) или беспесчаный керамзитобетон, поризованный технической пеной, плотностью 900 и 1000 кг/м³.

Аналогичные решения могут быть предложены для шлакопемзобетона из пемзы с насыпной плотностью 600...750 кг/м³ и для бетонов на природных пористых заполнителях. Приведенные данные свидетельствуют о больших возможностях повышения теплозащитной эффективности однослойных панелей.

Дополнительного повышения эффективности легкобетонных стеновых панелей можно достигнуть специальной агрегатной структурой зернового состава заполнителей, применением виброуплотнения с пригрузом для малоподвижных смесей, использованием ШПЦ вместо ПЦ, введением стеклосодержащих дисперсных добавок (молотого доменного шлака, вулканических пород, золы ТЭС и др.), пластифицирующих, воздуховлекающих, гидрофобизирующих и комплексных добавок, а также синтетических пенообразователей.

К достоинствам легкобетонных панелей наружных стен относятся активно сорбирующая способность внутренней поверхности, содействующая благоприятному влажностному режиму в помещении вследствие влагообмена, низкое теплоусвоение (на уровне древесины, в четыре раза меньшее, чем у тяжелого бетона), высокая морозостойкость ($>F100$), огнестойкость, высокое сопротивление водопроонианию и паропроонируемости.

Наибольшая технико-экономическая эффективность достигается при комплексном применении легкого бетона во всех панельных конструкциях зданий. При этом значительно снижается собственный вес конструкций дома.

Однако для звукоизоляции, внутренних ограждающих конструкций желательно, чтобы снижение массы конструкции ρ опережало снижение модуля упругости легкого бетона E , т. е. чтобы отношение E/ρ было бы максимальным. По исследованиям ЦНИИЭП жилища звукоизоляция от воздушного шума конструкции из легкого бетона зависит от ее эквивалентной массы

$$m_3 = k q = 226 \sqrt{\frac{E}{\rho^3}} q,$$

где q — поверхностная плотность, кг/м².

При достижении E/ρ , близкого к тяжелому бетону, толщина конструкций из тяжелого и легкого бетона будет одинаковой. Поэтому для данного минимального ρ необходимо обеспечить наибольшее значение E .

Исследованиями ЦНИИЭП жилища установлено, что этому требованию в наибольшей степени отвечает конструкционный керамзитобетон с малой концентрацией керамзита (или другие виды легкого бетона аналогичной структуры с кварцевым песком) при агрегатно-структурном факторе $M/(M+K)=0,71$ (M — объем мелкого, K — крупного заполнителя в бетоне). Этот бетон содержит лишь 350...400 л керамзитового гравия и 700...750 л песка на 1 м³ бетона. Для большинства районов страны такой конструкционный керамзитобетон классов В12,5, В15, В20 оказывается дешевле тяжелого бетона.

При средней плотности 1600...1800 кг/м³ акустически однородные внутренние стены или междуэтажное перекрытие, обеспечивающие необходимую звукоизоляцию на уровне аналогичной конструкции из тяжелого бетона, ниже по стоимости. Опыт многолетнего применения таких конструкций в Новокуйбышевске позволил распространить его на Волгоград и другие районы.

В 9-этажном крупнопанельном доме на однослойные стены и крышу на 1 м² общей площади требуется 0,238 м³ керамзитобетона или 0,348 м³ керамзита (гравия, включая дробленый песок). В то же время на все внутренние конструкции расходуется 0,472 м³ керамзитобетона или 0,238 м³ керамзита (гравия). При общей потребности керамзита 0,586 м³/м² это составляет около 40%. Отсюда следует, что при рациональном использовании местных пористых заполнителей даже при достигнутых объемах производства есть реальная возможность расширения комплексного применения легкого бетона в объеме 60% заводского домостроения.

При этом по сравнению с внутренними конструкциями из тяжелого бетона затраты бетона снижаются на 8%, вес конструкций на 36%, расход арматурной стали на 8,5%, трудоемкость на 16%, стоимость на 4,5%.

Вследствие нарушений технологии производства на многих заводах КЖД важнейшие преимущества легкого бетона теряются. Особый ущерб качеству конструкций наносит отсутствие надежного производственного контроля свойств материала в панелях. Эти свойства часто не моделируются при испытании легкого бетона в отдельно изготовленных образцах-кубах. Указанные недостатки можно устранить внедрением на заводах производственного контроля легкого бетона по высверленным из панелей кернам. В настоящее время Липецкий и Череповецкий ДСК при участии ЦНИИЭП жилища и НИИСФ наладили такой оперативный контроль. По высверленным из стыковых граней панелей кернам определяют теплопроводность, прочность, плотность, влажность и структуру легкого бетона непосредственно в конструкциях.

Ориентирование производства домостроительных конструкций на технически обоснованное применение легкого бетона и рациональное использование имеющихся ресурсов пористых заполнителей — основное направление повышения эффективности и качества КЖД.

УДК 624.072.2:539.4

В. В. ПИВОВАРОВ, канд. техн. наук (Днепропетровский инженерно-строительный ин-т)

Некоторые особенности расчета прочности балок таврового профиля

В практике проектирования железобетонных конструкций иногда встречаются случаи расчета балок таврового профиля с толстой полкой, расположенной снизу. При этом граница сжатой зоны расположена в полке и $\xi \leq \xi_R$. Подобные случаи отмечаются, например, при расчетах ригелей таврового профиля с толстой полкой, расположенной внизу, нестандартных железобетонных инвентарных балок крановых путей, ленточных фундаментов под ряды колонн и т. д. (рис. 1). Толщина полки при этом может достигать половины высоты балки и даже больше.

Основные конструктивные особенности таких балок заключаются в относительно малой общей высоте и большом значении h_f/h .

Совершенно очевидно, что хотя полка и расположена снизу, но будучи сжато-растянутой, ее следует рассчитывать по СНиП 2.03.1—84, как элементы таврового профиля. Часть сечения полки, расположенную выше нейтральной оси, необходимо учитывать в расчете.

Ни в СНиПе, ни в другой методической литературе этот случай особо не выделяется [1...3] вследствие того, что встречается редко. Обычно свесы просто не учитывают в расчете, что далеко не всегда обоснованно, не говоря о том, что просто неэкономично. Так, при проверке несущей способности инвентарных балок под крановые пути башенных кранов балки приняты лежащими на упругом основании. Если свесы полки не учитывать, то несущая способность балок не обеспечивается, причем именно из-за недостатка прочности по сжатой зоне.

Целесообразно привести метод расчета таких балок как достаточно простой в практической реализации и полностью соответствующий положениям СНиПа. Руководствуясь действующей методикой расчета элементов таврового профиля, запишем условия, определяющие положение границы сжатой зоны и, как следствие, случай расчета элемента:

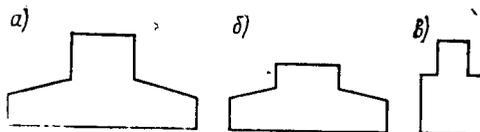


Рис. 1. Балки таврового профиля с толстой полкой, расположенной внизу
 а — фундаментные балки, б — нестандартные инвентарные балки под крановые пути, в — ригели многоэтажных каркасных зданий

при $M \leq R_b b (h - h_f) [h_0 - 0,5 (h - h_f)]$ граница сжатой зоны находится в ребре и сечение считают прямоугольным высотой h , шириной b .

При $M > R_b b (h - h_f) [h_0 - 0,5 (h - h_f)]$ необходимо учитывать сжатый бетон полки. Все обозначения приведены на рис. 2.

Высота сжатой зоны в общем случае

$$R_b [b_f x - (b_f - b)(h - h_f)] + R_{sc} A'_s - R_s A_s = 0. \quad (1)$$

Следует отметить, что относительно низкие балки таврового профиля с полкой, расположенной внизу, как правило, требуют установки расчетной арматуры и в сжатой зоне. Поэтому все выкладки сделаны с учетом сжатой арматуры. Если же сжатая арматура по расчету не

требуется, соответствующие компоненты выражений обращаются в нуль.

Условие прочности при этом

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_b \times (b_f - b) [x - (h - \frac{1}{2} h_f)] \times [0,5 x (h + h_f - x) - a_f] + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (2)$$

Пример. Допустим, что для заданных геометрических характеристик сечения при известных внутренних усилиях необходимо определить площади арматуры A_s и A'_s . Предварительно следует выбрать виды бетона и арматуры и выписать их расчетные характеристики R_b , γ_{b2} , R_s , R_{sc} и др. Затем из уравнения (2) установить x в функции изгибающего момента, геометрических характеристик сечения и расчетных сопротивлений бетона и арматуры. При этом в первой попытке следует предположить, что сжатая арматура по расчету не требуется ($A'_s = 0$), тогда квадратное уравнение для определения высоты сжатой зоны примет вид

$$x^2 - Fx + P = 0, \quad (3)$$

где F, P — операторы: $F = 2(Kh_0 + LS + 0,5 Lh)/(K+L)$; $P = 2(LSh_n + M)/(K+L)$; $K = R_b(b_f - b)$; $L = R_b(b_f - b)$; $S =$

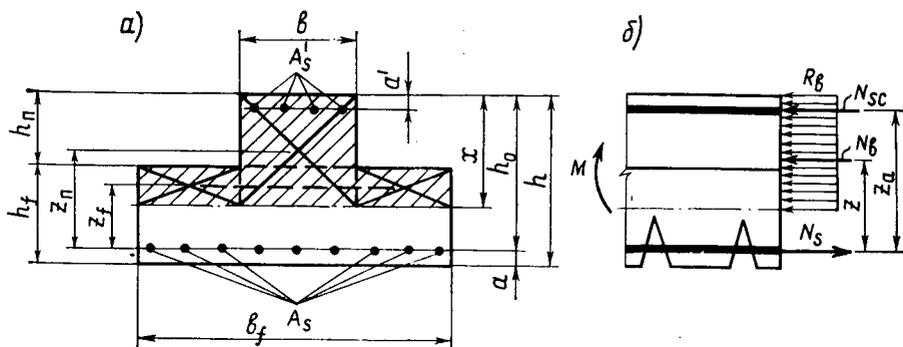


Рис. 2. Тавровое сечение с толстой полкой внизу

а — геометрические характеристики; б — расчетная схема; A_s и A'_s — арматура растянутая и сжатая; z_f — плечо равнодействующей сжимающих напряжений в свесах полки; z_n — плечо равнодействующей сжимающих усилий в ребре; N_s, N'_s, N_b — равнодействующие усилий в растянутой и сжатой арматуре и бетоне сжатой зоны; M — внутренний момент в сечении; z, z_a — плечи внутренних пар

$=0,5(h+h_f)-a$; $h_n=h-h_f$; M — изгибающий момент в сечении от действия расчетной нагрузки. Определив x , установим относительную высоту сжатой зоны ξ . Если $\xi \leq \xi_R$, сжатая арматура по расчету не требуется, а площадь арматуры A_s можно подсчитать по формуле (1), подставив в нее x , определенный ранее

$$A_s = \frac{R_b [b_f x - (b_f - b)(h - h_f)]}{R_s} \quad (4)$$

или использовать таблицы для расчета изгибаемых элементов прямоугольного и таврового сечений [1].

При $\xi > \xi_R$ необходимо устанавливать расчетную сжатую арматуру.

В этом случае находят высоту сжатой зоны, соответствующую предварительно вычисленному значению ξ_R , обозначив ее через x_R ,

$$x_R = \xi_R h_0. \quad (5)$$

Используя выражение (2), находят A'_s при подстановке в него x_R вместо x

$$A'_s = \frac{M}{R_{sc} (h_0 - a')} - \frac{R_b b x_R (h_0 - 0,5 x_R)}{R_{sc} (h_0 - a')} - \frac{R_b (b_f - b) [x_R - (h - h_f)]}{R_{sc} (h_0 - a')} \times \frac{0,5 (h + h_f - x_R) - a}{R_{sc} (h_0 - a')}. \quad (6)$$

Воспользовавшись уравнением (1), определяют A_s подстановкой в него x_R и A'_s

$$A_s = \frac{R_b [b_f x - (b_f - b)(h - h_f)]}{R_s} + \frac{R_{sc} A'_s}{R_s}. \quad (7)$$

Далее остается выбрать арматурные стержни.

Допустим, что при известных геометрических характеристиках сечения, классах бетона и арматуры, а также A_s , A'_s необходимо проверить несущую способность сечения. Такие задачи встречаются при проверке прочности, например инвентарных нестандартных крановых балок на упругом основании при переходе на другие типы кранов или при укладке их на упругое основание с деформативными свойствами, отличными от принятых в исходном расчете.

В этом случае из выражения (1) определяют высоту сжатой зоны сечения

$$x = \frac{R_s A_s + R_b (b_f - b) h_n}{R_b b_f} - \frac{R_{sc} A'_s}{R_b b_f}. \quad (8)$$

Перед проверкой прочности сечения следует подсчитать x по формуле (8). Если в исходном расчете сжатая арматура требовалась по расчету, x должно в точности соответствовать x_R , определенному известными методами. Если же в соответствии с исходным расчетом эта арматура не требовалась и установлена по конструктивным или иным соображениям, то при формальном использовании выражения (8) полученное значение x окажется значительно ниже x_R , вычисленного по формуле (5). Поэтому есть все основания после установления высоты сжатой зоны по формуле (8) найти предельное значение ξ_R , соответствующее ему x_R и сравнить с полученным по указанному выражению. Хорошее совпадение значений однозначно решает вопрос о высоте сжатой зоны и необходимости установки сжатой арматуры.

Если же по формуле (7) $x \ll x_R$, возникает сомнение в том, что сжатая арматура принята по расчету. В этом случае необходимо снова определить x в предположении, что $A'_s = 0$, т. е.

$$x = \frac{R_s A_s + R_b (b_f - b) h_n}{R_b b_f}. \quad (9)$$

Затем следует найти ξ и сравнить полученное значение с предельным. Если окажется, что оно вновь меньше предельного, можно сделать вывод, что сжатая арматура установлена конструктивно.

Итак, переходя к проверке прочности сечения, рекомендуется предварительно сравнить полученное по формуле (8) x с x_R и, если $x \approx x_R$ (т. е. $\xi \approx \xi_R$), воспользоваться для проверки несущей способности сечения зависимостью (2).

Если по формуле (8) $x \leq x_R = \xi_R h_0$, следует дополнительно установить высоту сжатой зоны сечения по формуле (9) в предположении, что $A'_s = 0$. Если же и в этом случае полученное значение $x \leq x_R$ (т. е. $\xi \leq \xi_R$), то сжатая арматура по расчету не требовалась и была установлена конструктивно. Проверку прочности сечения следует производить в предположении $A'_s = 0$, т. е.

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_b (b_f - b) x [0,5 (h + h_f - x) - a] - R_b (b_f - b) (h - h_f) [0,5 \times (h + h_f - x) - a]. \quad (10)$$

Если же из сравнения x по формуле (9) и x_R окажется, что $x > x_R$ ($\xi > \xi_R$), прочность сечения необходимо проверять с учетом сжатой арматуры по формуле (2) при подстановке в нее x_R вместо x , т. е.

$$M = R_b b x_R (h_0 - 0,5 x) + R_b (b_f - b) \times x_R [0,5 (h + h_f - x_R) - a] - R_b (b_f - b) (h - h_f) [0,5 (h + h_f - x_R) - a] + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (11)$$

Предельное значение относительной высоты сжатой зоны всегда устанавливаются в соответствии со СНиПом. Балки таврового профиля с толстой полкой, расположенной внизу, на прочность по наклонным сечениям рассчитывают по обычной методике.

Выводы

При расчете прочности по нормальным сечениям элементов таврового профиля с толстой полкой, расположенной внизу, граница сжатой зоны может располагаться в полке.

Сжатую часть площади свесов при этом следует учитывать в расчете в соответствии с приведенной методикой.

Рабочая арматура должна распределяться по всей ширине свесов равномерно.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1985. — 151 с.
2. Железобетонные конструкции / Под ред. Полякова Л. П. и др. — Киев: Вища школа, 1984. — 91 с.
3. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие / А. Б. Голышев, В. Я. Бачинский, В. П. Полищук и др. Киев: Будівельник, 1985. — 78 с.

НА ВДНХ СССР

Цокольные панели

Серийное решение нижнего пояса стенового ограждения включает в себя фундаментную балку и стеновую панель, устанавливаемую на слой гидроизоляции (цементно-песчаный раствор).

Разработана конструкция трехслойной цокольной панели на гибких связях с эффективным утеплителем. Наружные слои панели, выполняемые из тяжелого бетона, замыкаются по нижней грани, обеспечивая необходимую гидроизоляцию и защиту утеплителя от капиллярного подсоса грунтовой влаги. Предлагаемое решение позволяет сократить трудоемкость работ при монтаже на 61 чел. день в расчете на 1000 м² применяемых панелей.

Техническая документация распространяется ПТО «Владимирстройсистема» по договорной цене.

Адрес для запроса документации: 600012, г. Владимир, ул. Луначарского, 1, ТСО «Владимирстрой» (тел. 3-24-70, телетайп 218123 «Бетон»).

В. А. РАХМАНОВ, Б. С. ГОЛЬДФАЙН, кандидаты техн. наук, А. Б. ДОРОГОВ, О. Г. ТУРКО, инженеры (ВНИИЖелезобетон)

О влиянии скорости нагружения на сцепление арматуры с бетоном

Учет сцепления арматуры с бетоном важен при расчете железобетонных элементов [1, 2]. Работы по сцеплению при динамических воздействиях, в основном экспериментального характера, сравнительно немногочисленны. Состояние этих исследований отражено в обзоре ЕКБ [3].

В рамках технической теории сцепления арматуры с бетоном для решения различных задач достаточно определить вид и параметры закона сцепления — единой для всех сечений зависимости между касательными напряжениями сцепления τ и взаимными смещениями арматуры и бетона g . Для получения этой зависимости экспериментальным путем в условиях статического нагружения в [1] рекомендуется методика вытягивания арматуры из заделанных в бетонный массив призм с определением взаимных смещений g_0 и напряжений в арматуре σ_0 на нагруженном торце при длине заделки арматуры в бетоне, обеспечивающей отсутствие взаимных смещений на незагруженном торце. В этих условиях можно получить закон сцепления путем графического дифференцирования опытной зависимости $\sigma_0^2 - g_0$ либо подобрать его параметры по зависимости $g_0 - \sigma_0$. Для динамических испытаний этот способ мало пригоден, поскольку скорость изменения нагрузки в различных сечениях по длине образца непостоянна, что затрудняет обработку. В работе [3] рекомендуется широко распространенный во всем мире способ получения закона сцепления по результатам испытаний на вытягивание из бетона арматуры с малой длиной заделки (5 см). Преимущество этого способа при динамических испытаниях состоит в том, что распределения касательных напряжений, взаимных смещений и скорости их изменения практически равномерны по длине заделки. Однако рекомендованные ЕКБ образцы имеют, на наш взгляд, определенный недостаток. При испытании коротких образцов, опертых торцом, в теле бетона образуется свод, и зона контакта вблизи торца обжимается. Для уменьшения влияния свода длина заделки уменьшается по сравнению с общей длиной образца путем изоляции арматуры, расположенной

вблизи торца, от бетона. При этом изменяется сопротивление бетонной оболочки поперечному давлению, обусловленному нормальной составляющей вектора сцепления, позже образуются продольные трещины раскалывания в контактной зоне, от которых зависит вид закона сцепления. В связи с этим необходимо устранить недостаток короткого образца, сохранив его преимущества.

Нами предложен новый образец (рис. 1). В качестве закладных деталей в нем использованы стальные трубки с фланцами. Арматура внутри трубки изолирована от бетона. Между бетоном и фланцами находятся прокладки в виде

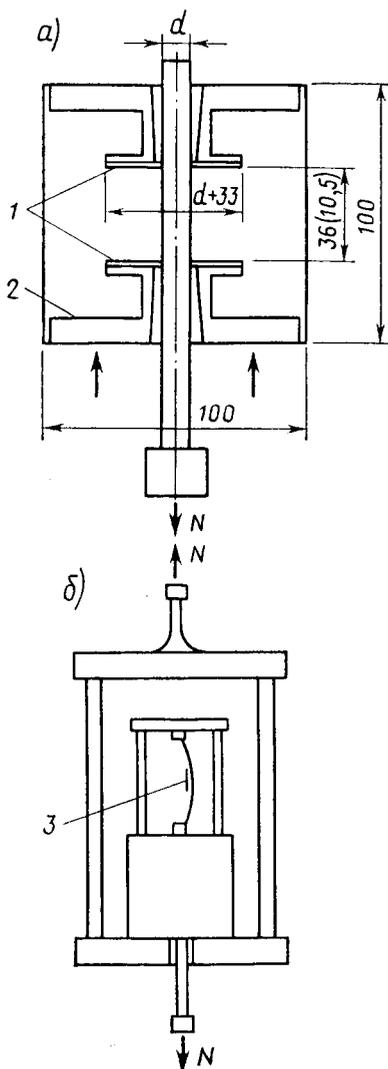


Рис. 1. Предложенный образец (а) и схема его испытания (б)
1 — прокладки; 2 — фланец; 3 — тензорезистор

двух слоев плотной бумаги, промазанной пластилином. Они снижают трение по опорной поверхности и уменьшают жесткость опирания. В результате большая часть опорной реакции приходится на внутреннюю поверхность наружного фланца, вдали от зоны контакта. Внутренние фланцы отделяют эту зону от остального бетона, поэтому условия раскалывания ближе к натурным.

Испытания проводили на электрогидравлической машине с обратной связью фирмы SCHENCK. Взаимные смещения измеряли на незагруженном торце с помощью тензорезистора, наклеенного на криволинейную металлическую пластинку, закрепленную одним концом на арматуре, а другим на закладной детали. Всего испытано 54 образца с арматурой периодического профиля диаметром 10 мм из стали класса А-III (серии I, IV, VII), диаметром 14 мм из стали класса А-IV (серии II, V, VIII) и диаметром 18 мм из стали класса А-V (серии III, VI, IX). Фактический диаметр арматуры d (определенный по массе) 9,7; 13,9; 17,8 мм; глубина профиля соответственно 0,7; 1,25; 1,25 мм; шаг выступов 7,1; 7,6; 8 мм. Образцы изготовляли из тяжелого бетона с гранитным щебнем фракции 5...10 мм (средняя прочность бетона на сжатие в кубах с ребром 10 см в образцах серий I...III $R_b = 49,4$ МПа, серий VII...IX $R_b = 51,5$ МПа) и из мелкозернистого бетона (серии IV...VI $R_b = 44,7$ МПа). Сцепление с бетоном осуществлялось в основном на длине 36 мм, у образцов VI-1, 2 — на длине 10,5 мм. В образцах IV-3, 4, 5, 6 и V-5, 6 наряду с бумажными прокладками устанавливали дополнительные стальные толщиной 0,5 мм диаметром 90 мм для большего выделения зоны контакта.

Для сравнения с предложенными образцами испытывали образцы VII...IX

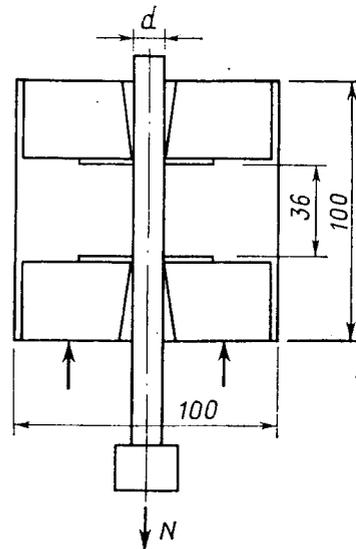


Рис. 2. Образец серий VII...IX

серий (рис. 2), у которых зона контакта не выделена и не защищена от влияния обжатия.

При испытании варьировали скорость перемещения захватов машины от 0,02 при статике до максимально возможной на используемом оборудовании 200 мм/с. По результатам испытаний построены осциллограммы кривых зависимостей от времени нагрузки N и взаимных смещений. В таблице приведены характеристики режима нагружения: скорость изменения τ , определяемая наклоном касательной к кривой изменения нагрузки во времени на осциллограмме $V\tau$, максимальная нагрузка N^m , время нагружения до момента ее достижения t^m и общее время испытания образцов T .

На рис. 3 показаны некоторые характерные зависимости $N-g$, перестроенные по данным осциллограмм. С точностью до коэффициента они соответствуют закону сцепления, поскольку при малой длине заделки можно оперировать средними значениями $\tau = N/(\pi dl)$.

Полученные зависимости обладают общим свойством: с увеличением взаимных смещений касательные напряжения вначале возрастают почти линейно, затем производная $\tau'(g)$ постепенно уменьшается до нуля и после прохождения максимума по τ становится отрицательной. Таким образом, зависимости соответствуют так называемому нормальному закону сцепления [1]

$$\tau = B \frac{\ln(1 + \alpha g)}{1 + \alpha g}, \quad (1)$$

где B и α — параметры этого закона.

В образцах всех серий наблюдалась одна и та же тенденция к увеличению максимального значения τ с ростом скорости нагружения. Менее выражена, но достаточно заметна тенденция к соответствующему увеличению деформативности сцепления. В отдельных случаях наблюдалось небольшое уменьшение деформативности.

Резкое падение τ на нисходящей ветви диаграммы в образцах с арматурой диаметром 14 и 18 мм серий II, III, V VI связано с появлением продольных трещин раскалывания на боковых гранях. В образцах серий VIII...IX кривые на нисходящей ветви более пологие из-за торможения развития продольных трещин в результате обжатия зоны контакта при появлении свода.

Наличие в образцах с арматурой диаметром 14 мм дополнительных стальных прокладок на прочности сцепления практически не отразилось. Это свидетельствует о том, что зона контакта в этих образцах достаточно выделена фланцами закладных деталей.

№ об-разца	$V\tau$, МПа/с	N^m , кН	t^m , мс	T , мс	№ об-разца	$V\tau$, МПа/с	N^m , кН	t^m , мс	T , мс
1-1	0,19	25,8	14 · 10 ⁴	16 · 10 ⁴	VI-1	0,37	10,5	6 · 10 ⁴	12 · 10 ⁴
1-2	306	33,3	96	160	VI-2	3270	15,5	9	25
1-3	1370	33,3	30	60	VI-3	0,33	30,7	4 · 10 ⁴	10 · 10 ⁴
1-4	1960	32,4	20	40	VI-4	155	35,5	120	300
1-5	2000	31,6	20	40	VI-5	1240	37,0	20	40
1-6	2200	33,3	20	40	VI-6	2560	43,0	12	25
II-1	0,28	30,7	8 · 10 ⁴	14 · 10 ⁴	VII-1	0,38	21,9	5 · 10 ⁴	12 · 10 ⁴
II-2	330	34,5	80	160	VII-2	170	25,4	140	300
II-3	970	39,2	35	60	VII-3	670	23,0	45	100
II-4	1850	44,2	23	40	VII-4	1650	28,1	20	40
II-5	2130	40,5	18	40	VII-5	1960	21,2	20	25
II-6	2130	43,7	16	40	VII-6	2130	29,5	20	60
III-1	0,25	27,3	6 · 10 ⁴	12 · 10 ⁴	VIII-1	0,34	29,2	10 · 10 ⁴	15 · 10 ⁴
III-2	0,25	26,0	7 · 10 ⁴	15 · 10 ⁴	VIII-2	0,4	38,4	9 · 10 ⁴	13 · 10 ⁴
III-3	750	37,7	34	65	VIII-3	120	34,5	220	300
III-4	1320	39,2	18	45	VIII-4	570	33,3	60	100
III-5	1960	41,9	20	30	VIII-5	2420	35,0	12	30
III-6	2300	42,7	15	25	VIII-6	2740	36,5	12	25
IV-1	0,3	25,8	8 · 10 ⁴	11 · 10 ⁴	IX-1	0,3	41,8	10 · 10 ⁴	15 · 10 ⁴
IV-2	2440	31,6	20	30	IX-2	0,32	43,4	10 · 10 ⁴	15 · 10 ⁴
IV-3	0,29	17,5	6 · 10 ⁴	14 · 10 ⁴	IX-3	530	51,5	70	100
IV-4	128	17,5	140	300	IX-4	1560	52,8	26	40
IV-5	875	22,5	30	40	IX-5	1640	46,0	30	60
IV-6	1680	21,6	16	40	IX-6	1640	51,6	35	60
V-1	0,32	24,8	5 · 10 ⁴	8 · 10 ⁴					
V-2	160	35,7	150	300					
V-3	1210	37,7	24	40					
V-4	2450	44,2	16	25					
V-5	0,35	26,7	55	85					
V-6	2160	40,5	12	25					

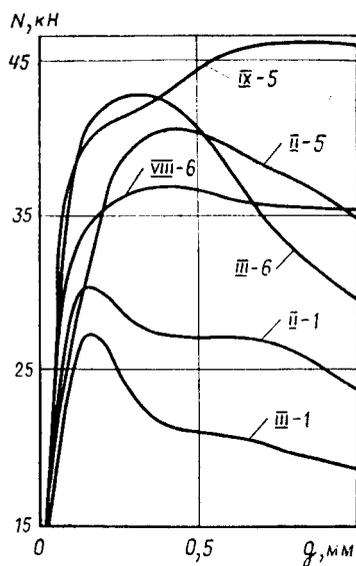


Рис. 3. Зависимость $N-g$ на кривых обозначены № образцов

У образцов с арматурой диаметром 10 мм раскалывания не отмечалось, и нисходящие ветви были пологими. Вероятно, здесь реализовался механизм расклинивания, характерный для проволочной арматуры [1]. Пологими были нисходящие ветви и у образцов с арматурой диаметром 18 мм при малой длине заделки (10,5 мм). Здесь проявилось большее сдерживающее влияние окружающего бетона, затормозившее развитие трещин раскалывания.

Таким образом, образцы, показанные на рис. 1, более соответствуют условиям

сцепления и раскалывания. Полученные результаты описываются зависимостью (1). При этом

$$\left. \begin{aligned} B_g/B_c &= 1 + k_b/B_b \lg V_*; \\ \alpha_c/\alpha_g &= 1 + 0,1 \lg V_*, \end{aligned} \right\} (2)$$

где B_c , α_c — параметры нормального закона при статической нагрузке по работе [1]; B_g , α_g — то же, при квазистатической нагрузке; $V_* = V_g^\tau/V_c^\tau$ — отношение скорости изменения τ при статическом и динамическом нагружении (для условий статических испытаний принято $V_c^\tau = 0,25$ МПа/с); B_b — класс бетона по прочности на сжатие по СНиП 2.03.01—84. Среднее значение коэффициента k_b в формуле (2) равно 2,5 МПа. В опытах оно изменялось от 1,8 до 4 МПа. Значение второго коэффициента 0,1 также является средним. В опытах оно изменялось от $-0,05$ до $+0,2$.

Выражения (2) рекомендуются для учета сцепления в расчетных моделях железобетонных элементов, описывающих поведение реальных конструкций в условиях квазистатического нагружения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Холмянский М. М. Контакт арматуры с бетоном. — М.: Стройиздат, 1981. — 182 с.
- Савич-Демяннюк Г. В., Гольдфайн Б. С. Исследование расчетной модели трещинообразования в изгибаемых железобетонных элементах на основе численного эксперимента // Строительная механика и расчет сооружений. — 1981. — № 3. — С. 41—44.
- Bond action and bond behaviour of reinforcement. — Comite Euro—international du beton // Bulletin d'information. — Paris. — 1982. — № 151. — 204 p.

Регрессионный анализ несущей способности балок по наклонным сечениям

Исследованиями установлено, что прочность балок по наклонным сечениям зависит от процента поперечного армирования, класса бетона и арматурной стали, анкеровки продольной арматуры, размеров сечения конструкции, соотношения жесткостей растянутой и сжатой зон элемента, относительного пролета среза a/h_0 и др. В зависимости от этих факторов распределение поперечной силы между хомутами Q_{sw} , бетоном сжатой зоны Q_b , продольной арматурой (так называемый нагельный эффект), силами зацепления в наклонной трещине различно.

Учет все эти факторы в расчете в настоящее время не представляется возможным, поскольку механизм распределения перерезывающей силы в наклонном сечении весьма сложен. Теоретическая оценка распределения поперечной силы в наклонном сечении зависит от трудно поддающихся точному учету факторов: длины наклонной трещины, ширины ее раскрытия, развития трещины по толщине конструкции, относительного смещения берегов трещины и их очертания, переменного по длине наклонной трещины, и др.

В связи с этим при расчете конструкций на действие поперечной силы по наклонной трещине исходят из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (1)$$

где Q_b — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном; Q_{sw} — предельное усилие в хомутах, пересекающих опасную наклонную трещину.

При заданном классе бетона и арматуры, а также проценте поперечного армирования расчетная предельная поперечная сила, воспринимаемая хомутами и бетоном $Q_{wb} = Q_b + Q_{sw}$, зависит от длины проекции наиболее опасного наклонного сечения S и длины проекции опасной наклонной трещины S_0 на продольную ось элемента. Эти величины устанавливаются в зависимости от пролета среза, размеров сечения балки, класса бетона и погонного усилия, воспринимаемого хомутами. Формула (1) интегрально учитывает многообразие факторов, влияющих на прочность наклонных сечений железобетонной балки.

Проведенный регрессионный анализ свидетельствует о том, что расчеты по формуле (1) не всегда имеют одинаковую степень надежности. На рис. 1 представлено сравнение расчета по зависимости (1) с опытными данными (248 опытов 17 авторов). На основе метода наименьших квадратов построены линии регрессии.

Для балок прямоугольного профиля $\log \tilde{Q}_u = 1,2933 \log \tilde{Q}_{wb} - 0,1035; (2)$
для балок таврового профиля

$$\tilde{Q}_u = 1,1079 \tilde{Q}_{wb} + 0,0164, \quad (3)$$

где $\tilde{Q}_u = Q_u/R_{bt}bh_0$; $\tilde{Q}_{wb} = Q_{wb}R_{bt}bh_0$; Q_u — опытная предельная поперечная сила; b , h_0 — ширина и рабочая высота балки.

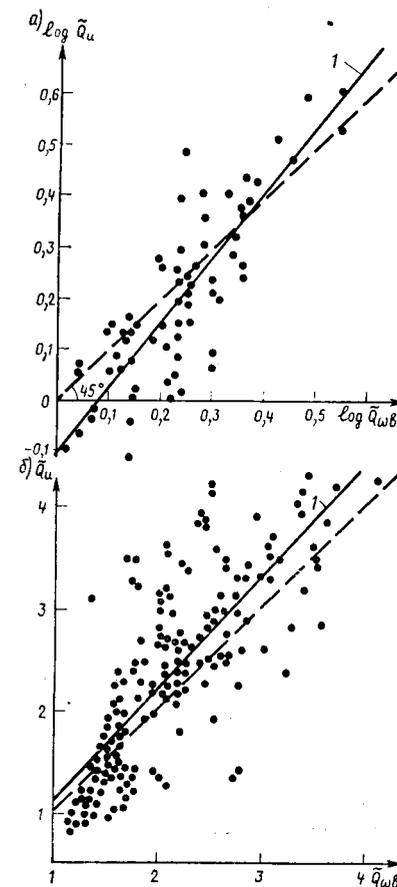


Рис. 1. Сопоставление опытных данных и расчетных по СНиПу для балок прямоугольного (а) и таврового (б) профиля
1 — линия регрессии; — — — линия наилучшего совпадения опытных данных с расчетными

Анализируя рис. 1, можно отметить, что для надежного проектирования конструкций опытные точки должны находиться выше пунктирной линии. Для элементов прямоугольного профиля при $\tilde{Q}_{wb} = 2,24 (\log \tilde{Q}_{wb} = 0,35)$ линия регрессии пересекает линию наилучшего совпадения.

При расчете по первой группе предельных состояний по СНиП 2.03.01—84 расчетные сопротивления материалов уменьшаются, например R_{sw} по сравнению с $R_{s,ser}$ снижается приблизительно на 35%. При этом физический предел текучести арматурной стали σ_y , принимаемый при определении усилий в хомутах, превосходит в большинстве случаев $R_{s,ser}$. Известно, что конструкции проектируют на расчетные нагрузки, которые на 10...40% выше нормативных. Таким образом, создается запас прочности $\sim 1,5...1,8$. При $\log \tilde{Q}_{wb} < 0,35$ он уменьшается пропорционально снижению \tilde{Q}_{wb} . При $\tilde{Q}_{wb} > 4$ ($\log \tilde{Q}_{wb} \geq 0,6$) надежность конструкции по наклонным сечениям значительно увеличивается. Для элементов прямоугольного профиля можно выделить участок $0,4 < \log \tilde{Q}_{wb} < 0,6$, на котором соответствие опытных и расчетных данных отвечает требованию надежности в соответствии с предпосылками метода расчета конструкций по предельным состояниям.

Для элементов таврового профиля (см. рис. 1) наклон линии регрессии и наилучшего приближения практически одинаков. Однако 35% полученных значений находится ниже пунктирной линии, т. е. расчет по формуле (1) при этом завышает несущую способность балок от 10% до двух раз.

Статистические оценки регрессии при расчете по СНиПу не во всех случаях приемлемы:

$D_{\log \tilde{Q}_{wb}}$	0,4170
$D_{\tilde{Q}_{wb}}$	0,0129
$D_{\log \tilde{Q}_u}$	0,8438
$D_{\tilde{Q}_u}$	0,0266
$\sigma_{\log \tilde{Q}_{wb}}$	0,6460
$\sigma_{\tilde{Q}_{wb}}$	0,1132
$\sigma_{\log \tilde{Q}_u}$	0,9186
$\sigma_{\tilde{Q}_u}$	0,1630
$r_{\log \tilde{Q}_u \log \tilde{Q}_{wb}}$	0,7590
$r_{\tilde{Q}_u \tilde{Q}_{wb}}$	0,9000

Например, коэффициент корреляции $r_{\log \tilde{Q}_u \log \tilde{Q}_{wb}}$ ($r_{\tilde{Q}_u \tilde{Q}_{wb}}$), выражающий меру линейной зависимости значений относительно линии регрессии,

достаточно высок для элементов прямоуг-
 ольного профиля (0,9), а для эле-
 ментов таврового профиля всего 0,76.
 Статистические оценки: дисперсия
 $D_{\log \tilde{Q}_{wb}}$; $D_{\log \tilde{Q}_u}$, $(D\tilde{Q}_{wb}; D\tilde{Q}_u)$ —
 среднеквадратичное отклонение $\sigma_{\log \tilde{Q}_{wb}}$;
 $\sigma_{\log \tilde{Q}_u}$ ($\sigma\tilde{Q}_{wb}$; $\sigma\tilde{Q}_u$) и коэффициент
 корреляции характеризуют разброс дан-
 ных относительно линии регрессии, а
 они, как показал анализ, располагают-
 ся не лучшим образом.

Методы математической статистики
 позволяют получить решение, дающее
 наилучшее приближение к опыту при
 выбранном числе определяющих фак-
 торов. Рассмотрим квазилинейную ре-
 грессию, т. е. функцию, не линейную
 по объясняющим переменным, но ли-
 нейную по оценивающим параметрам.
 При этом сведем множественную ре-
 грессию с несколькими предикторными
 переменными к последовательности про-
 стых регрессий. Анализ проведем для
 балок прямоугольного профиля из тя-
 желого бетона. Исходя из физической
 сути задачи выделим два основных
 фактора — относительную величину по-
 перечной силы \tilde{Q}_u и относительную ве-
 личину поперечной силы, воспринимае-
 мую хомутами на пролете среза
 $(Q_{sw} = g_{sw} a / R_{bt} b h_0)$. Построим регрес-
 сию \tilde{Q}_u на относительный пролет среза
 a/h_0 (рис. 2). Из расположения опы-
 тных точек видно, что между попереч-
 ной силой и относительным пролетом
 среза существует нелинейная связь. Вы-
 разим зависимость между этими пе-
 ременными гиперболическим уравнением
 $(\tilde{Q} = b_0^* + b_1^* / (a/h_0))$. Найдя оценки па-
 раметров b_0^* и b_1^* по методу наи-
 меньших квадратов, уравнение регрес-
 сии примет вид

$$\tilde{Q} = 0,644 + \frac{2,27}{a} h_0. \quad (4)$$

\tilde{Q} в отличие от \tilde{Q}_u является оценкой
 опытного значения, которая не пред-
 сказывает \tilde{Q}_u точно. Включение новой
 переменной Q_{sw} в уравнение (4) зна-
 чительно улучшит предсказание. Для
 достижения этого необходимо соотне-
 сти Q_{sw} с необъясненным разбросом
 данных после исключения эффекта от
 относительного пролета среза. Посколь-
 ку относительная величина поперечной
 силы, воспринимаемая хомутами, зави-
 сит от относительного пролета среза,
 следует прежде всего внести поправку
 на это. Таким образом, необходимо
 установить зависимость между необъяс-
 ненным разбросом в величине относительной
 поперечной силы (после того,
 как исключено влияние a/h_0) и оста-
 точным разбросом в относительной по-

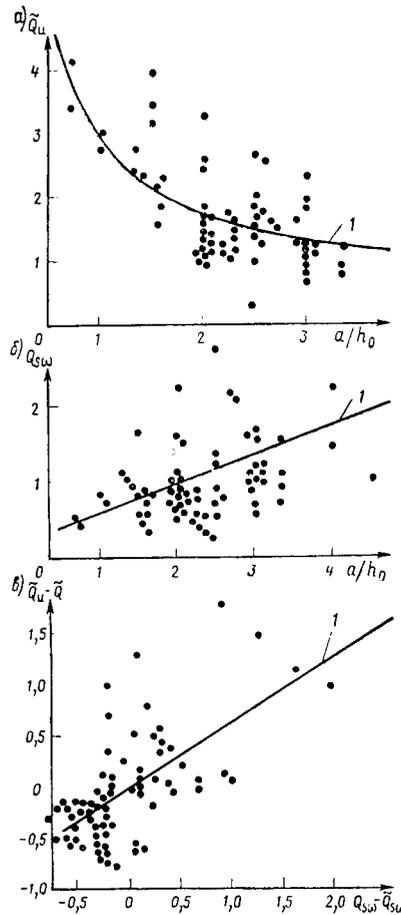


Рис. 2. Анализ несущей способности наклон-
 ных сечений прямоугольного профиля
 Регрессия: $Q_u / R_{bt} b h_0$ на a/h_0 (а); $g_{sw} a /$
 $R_{bt} b h_0$ на a/h_0 (б); $\tilde{Q}_u - \tilde{Q}$ на $Q_{sw} - \tilde{Q}_{sw}$
 (в); 1 — линия регрессии

перечной силе, воспринимаемой хомутами
 (после исключения из нее эффекта
 a/h_0).

Строим регрессию Q_{sw} на a/h_0 (см.
 рис. 2). По разбросу точек можно при-
 нять линейную модель. Уравнение ре-
 грессии получено в виде

$$\tilde{Q}_{sw} = 0,379 \frac{a}{h_0} + 0,197. \quad (5)$$

Вычисляя остатки, построим регрес-
 сию $(\tilde{Q}_u - \tilde{Q})$ на $(Q_{sw} - \tilde{Q}_{sw})$, подбирая
 модель вида

$$(\tilde{Q}_u - \tilde{Q}) = \beta (Q_{sw} - \tilde{Q}_{sw}). \quad (6)$$

Заметим, что в этой модели первого
 порядка свободный член β_0 отсутству-
 ет, поскольку используют два множест-
 ва остатков, суммы которых равны ну-
 лю, и, таким образом, линия регрессии
 должна пройти через начало коорди-
 нат (если включить член β_0 , то в лю-
 бом случае $\beta_0 = 0$). Найдя β , получим
 уравнение прямой (см. рис. 2)

$$(\tilde{Q}_u - \tilde{Q}) = 0,661 (Q_{sw} - \tilde{Q}_{sw}). \quad (7)$$

Преобразовывая выражения (7) с уче-
 том зависимостей (4), (5), получим

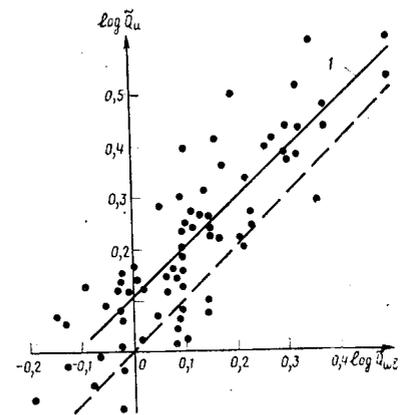


Рис. 3. Сопоставление опытной предельной по-
 перечной силы и расчетной по формуле (9)
 условные обозначения см. по рис. 1

$$Q_{sw} = \frac{2,27 R_{bt} b h_0^2}{a} + 0,661 g_{sw} a +$$

$$+ 0,514 R_{bt} b h_0 \left(1 - 0,4885 \frac{a}{h_0}\right). \quad (8)$$

При сопоставлении опытных данных
 с расчетными по формуле (8) получены
 данные, концентрирующиеся вокруг ли-
 нии наилучшего приближения. Для на-
 дежного проектирования конструкций
 необходимо, чтобы 95% случаев со-
 поставления опытных и расчетных дан-
 ных располагались выше пунктирной
 линии. Такую зависимость можно по-
 лучить, разделив правую часть урав-
 нения (8) на коэффициент 1,3 (рис. 3)

$$Q_{wb} = \frac{1,75 R_{bt} b h_0^2}{a} + 0,51 g_{sw} a +$$

$$+ 0,396 R_{bt} b h_0 \left(1 - 0,4885 \frac{a}{h_0}\right). \quad (9)$$

Направления линии регрессии
 $\log \tilde{Q}_u = 0,94 \log \tilde{Q}_{wb} + 0,104$ и линии
 наилучшего приближения хорошо сов-
 падают. Разброс точек можно считать
 удовлетворительным (среднеквадратич-
 ное отклонение в направлении осей x
 и y 0,1505 и 0,163). Коэффициент кор-
 реляции достаточно высокий ($r = 0,87$).
 В идеальном случае, когда теоретиче-
 ский расчет совпадает с опытными
 данными, $r = 1$.

Зависимость (9) можно представить
 в виде выражения (1). Тогда попереч-
 ное усилие, воспринимаемое бетоном,

$$Q_{wb} = \frac{1,75 R_{bt} b h_0^2}{a} + 0,396 R_{bt} b h_0 \times$$

$$\times \left(1 - 0,4885 \frac{a}{h_0}\right), \quad (10)$$

а усилие в хомутах

$$Q_{sw} = 0,51 g_{sw} a, \quad (11)$$

где g_{sw} — усилие в хомутах на еди-
 ницу длины элемента.

Уравнение (9) получено при обработке 72 опытов десяти авторов*.

Еще более методы регрессионного анализа пригодны для оценки несущей способности наклонных сечений железобетонных балок без поперечного армирования, поскольку в этом случае отмечается хрупкое разрушение, механизм которого в большей степени зависит от элемента случайного характера. При этом концепция прочности на растяжение, приемлемая для нормальных сечений, не всегда обоснована. Анализом 85 опытов двенадцати авторов с бал-

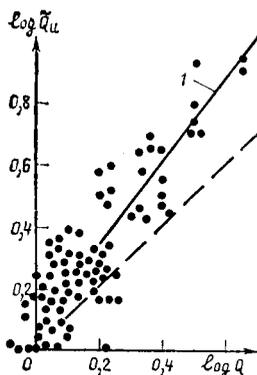


Рис. 4. Сопоставление опытных данных с расчетными для балок без поперечной арматуры по СНиПу

$\tilde{Q}_u = Q_u / bh_0$; $\tilde{Q} = Q / bh_0$; $1 - \log \tilde{Q}_u = 1,31 \log \tilde{Q} + 0,073$
Условные обозначения см. по рис. 1

ками из тяжелого бетона установлено, что СНиП 2.03.01—84 дает результаты с разным запасом надежности (рис. 4). При $\tilde{Q} \leq 1,8$ ($\log \tilde{Q} \leq 0,25$) совпадение теоретических и опытных значений удовлетворительное. При $\tilde{Q} > 0,4$ запас прочности балок значительно увеличивается.

Выводы

Дана оценка надежности формул СНиП 2.03.01—84 при расчете балок на действие сосредоточенных сил по наклонным сечениям. Получена и обоснована двухфакторная модель, которая позволяет получать одинаковую надежность во всем диапазоне несущей способности конструкций по наклонным сечениям.

* Дрейпер Н., Смит Г. Прикладной регрессионный анализ. — М.: Финансы и статистика, 1986, кн. 1. — 366 с.

УДК 624.072.2/3:539.4

В. А. КОЛТЫНЮК, канд. техн. наук (ЛенНИИпроект)

Прочность изгибаемых составных систем

Традиционно прочность по нормальным и наклонным сечениям исследовали на экспериментальных образцах-балках, нагруженных дискретными силами, имитировавшими сосредоточенную или распределенную нагрузки. Расчет прочности балочных конструкций, основанный на результатах испытаний таких образцов, не всегда обоснованно использовали при проектировании элементов, работающих в составных системах. К составным изгибаемым системам в зданиях относятся балки и опоры на них плоские плиты перекрытий или покрытий, стеновые элементы, сборно-монолитные балочные конструкции и др. Элементы составной системы совместно работают на изгиб, что влияет на характер разрушения, прочность по нормальным и наклонным сечениям. Расчеты составной системы методами строительной механики позволяют определить воздействия, передаваемые на отдельные элементы в системе, но не дают возможности выявить особенности предельного состояния, достоверно оценить прочность, осуществлять рациональное конструирование.

В ЛенНИИпроекте испытали модели систем «стена — стык — балка — опоры», широко распространенных в зданиях со свайными фундаментами (стена — балка ростверка), в зданиях с каркасом первых этажей (стена — ригель каркаса). При проектировании таких систем с использованием существующих мето-

дик лимитирующим оказывается расчет на действие поперечной силы по наклонной трещине, что приводит к необходимости наращивать высоту балки, армирование или снижать этажность зданий. На основании ранее проведенных исследований установлено, что приопорные зоны элементов в системах находятся в особых условиях по сравнению с отдельно работающими балками

[1, 2].

Железобетонные модели систем длиной 1,4 м включали в себя балку сечением 20×10 см и стену размером 65×5,5 см. Балки армировали каркасами с нижней рабочей арматурой 2 Ø 12 А-III; стены имели конструктивное армирование проволокой Ø 5 В-I, а в модели М-2 в нижней зоне дополнительно был установлен стержень Ø 12 А-III. Балку помещали на опоры стенда на площадках размером 10×10 см. При этом испытали модели с контактным стыком стены и балки (М-1..М-5) и с платформенным стыком (М-6). В модели М-7 стену толщиной 12 см из красного кирпича на растворе с перевязкой швов выложили непосредственно по балке. Вертикальную нагрузку при испытании всех моделей прикладывали к верхней грани стены равномерно в шести точках ступенями по 30 кН. Характерные схемы разрушения на примере моделей М-2 и М-6 показаны на рис. 1.

Исчерпание прочности системы может произойти вследствие образования пластических шарниров в пролете или разрушения в надпорной зоне. Схемы трещинообразования показали, что в системе одновременно формируются оба вида разрушения. Однако система обладает более высокой структурной надежностью к первому виду разрушения, чем ко второму, что связано с особенностями совместной работы элементов

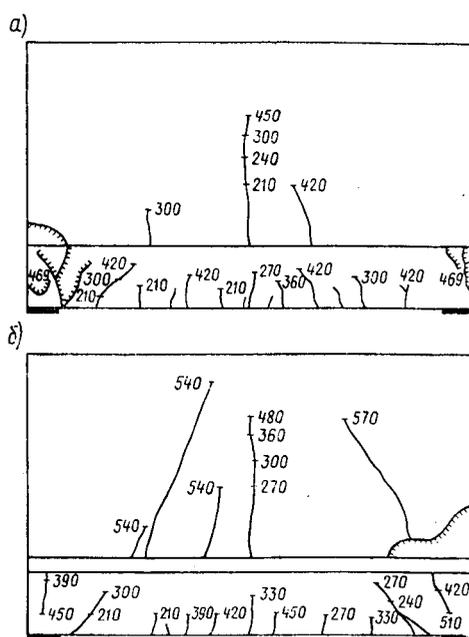


Рис. 1. Схемы разрушения моделей М-2 (а) и М-6 (б)

системы на изгиб. М-2 исчерпала несущую способность вследствие раздробления бетона балки над опорами, М-6 — из-за раздробления бетона стены в надпорной зоне. В М-6 усилению надпорной зоны балки способствовал платформенный стык, поэтому она разрушилась при более высокой нагрузке. Необходимо отметить, что и в пролете модели к моменту разрушения над опорой фактически развились пластические шарниры, о чем свидетельствует высокий уровень напряжений в арматуре и характер трещин. Если бы не произошло разрушение над опорами, система с пластическими шарнирами в балке и стене могла бы какое-то время еще воспринимать возрастающую нагрузку вследствие пластических деформаций и упрочнения арматуры, перерастания двух отдельных пластических шарниров в один общий пластический шарнир системы с растянутой зоной, охватывающей всю высоту балки и значительную часть стены, что сопровождалось бы интенсивным ростом деформаций, прогибов, раскрытием трещин.

В надпорной зоне системы бетон стены работает в условиях двухосного сжатия, а бетон балок сжат в вертикальном направлении и растянут в горизонтальном, что связано с действием сдвигающих усилий в стыке, вызывающих сжатие стены и растяжение балки. Это необходимо учитывать при оценке прочности надпорных зон.

На рис. 2 показан характер распределения вертикальных напряжений в горизонтальных сечениях системы по высоте. Эпюры напряжений построены по результатам расчета модели на ЭВМ по программе «Риск» ЛенНИИпроекта, выполненного с шаговым нагружением и поэтапным моделированием неупругих процессов, трещинообразования в бетоне. Расчетные эпюры, подтвержденные экспериментально, иллюстрируют закономерности нарастания к опорам концентрации напряжений по высоте системы. В стадии, близкой к предельной 80...90%, площади эпюр вертикальных сжимающих напряжений концентрируются за пределами треугольника, выделенного наклонными пунктирными линиями, соединяющими внутренние грани опор и точку приложения равнодействующей внешней нагрузки, в данном случае — середину пролета. Это позволяет представить расчетную модель системы в виде двух рам с трапециевидными стойками и затяжками, установленных друг на друга в плоскости стыка, или более упрощенно — двух рам с наклонными стойками постоянного сечения (см. рис. 2). Наклон стоек определяется углом α ,

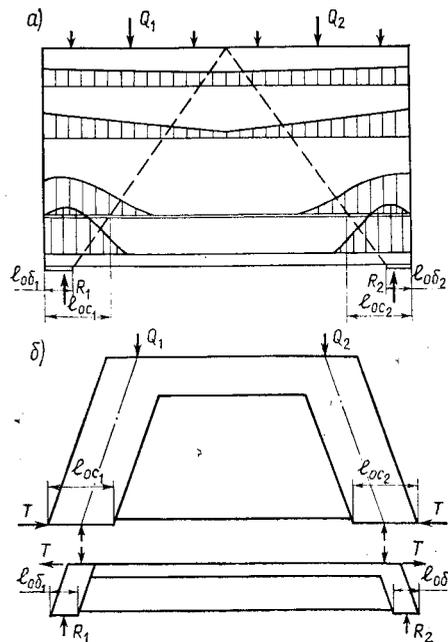


Рис. 2. Расчетная схема составной системы
а — распределение вертикальных напряжений;
б — расчетная схема в виде двух рам с затяжками

образованным горизонтальной и осевой линиями, соединяющими точки приложения к системе реакций опор R_i и равных им по величине равнодействующих внешней нагрузки на левой или правой части системы Q_i . При более строгом подходе следовало бы для нахождения угла α также учитывать точки пересечения стоек рам и осей ригелей, затяжек, однако предлагаемый способ существенно упрощает задачу и практически не дает погрешности при малой относительной высоте ригелей рам расчетной схемы. В общем случае внешняя нагрузка может быть сосредоточенной и распределенной. Ширина стоек нижней рамы зависит от ширины опор $l_{об1}$, а верхней — от протяженности участков l_{oc1} . Рамы бывают несимметричными, кроме того, в верхней или нижней раме может отсутствовать затяжка — в этом случае распор воспринимается только силами сдвига T в стыке или на опоре. Расчетная модель позволяет оценивать несущую способность как по нормальным, так и наклонным сечениям.

На рис. 3 показана схема усилий, приложенных к системе при расчете по нормальному сечению. Высоту сжатых ригелей верхней и нижней рам находят из условий равновесия

$$\left. \begin{aligned} N_1 + N_2 - T - N_3 &= 0; \\ N_4 + N_5 + T - N_6 &= 0. \end{aligned} \right\} (1)$$

Внешнюю предельную нагрузку $Q_1 = R_1$ можно определить из условия равенства моментов всех сил, действующих на рассматриваемую часть си-

стемы, относительно, например, точки D

$$R_1 z - N_1 y_1 - N_3 y_2 - T \Delta + N_4 y_3 + N_5 y_4 - N_6 y_5 = 0, \quad (2)$$

откуда при $Q_1 = R_1$

$$Q_1 = \frac{N_1 y_1 + N_3 y_2 + N_6 y_5}{z} - \frac{N_4 y_3 - N_5 y_4 + T \Delta}{z}, \quad (3)$$

где z — плечо пары сил Q_1 и R_1 ; Δ — толщина стыка.

Равнодействующую T_i предельных сдвигающих усилий в стыке рассматриваемой части системы необходимо устанавливать с учетом конструктивного решения стыка, для систем с растворными швами

$$T_i = k Q_i, \quad (4)$$

где k — коэффициент, зависящий от податливости стыка и жесткости элементов. Для широко распространенных стыков с растворными швами марок 100, 200 и балок с $l/h \leq 8$ $k = 0.1...0.15$, а для балок с $l/h > 8$ $k = 0.2...0.25$. Полная несущая способность системы $Q = Q_1 + Q_2$.

Для вычисления несущей способности систем со стыками, жесткость которых при сдвиге мала, служат зависимости (1), (3) при $T = 0$.

Предельная нагрузка системы с усиленными связями сдвига, по характеру работы приближающейся к монолитной и разрушающейся с образованием одного общего пластического шарнира системы с растянутой зоной на всю высоту элемента и часть высоты верхнего,

$$Q_i = \frac{N_1 y_1 + N_3 y_2 + N_4 y_3 + N_6 y_5}{z}. \quad (5)$$

Прочность при сжатии наклонных стоек нижней и верхней рам расчетной модели можно оценить с помощью зависимостей:

$$\left. \begin{aligned} Q_{b_i} &= m \varphi_{w_2} R_{b_1} b l_{об_i} \sin^2 \alpha; \\ Q_{c_i} &= m \varphi_{w_2} R_{b_2} B l_{oc_i} \sin^2 \alpha, \end{aligned} \right\} (6)$$

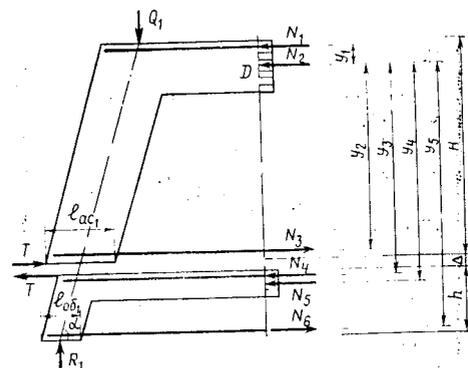


Рис. 3. Схема усилий в нормальном сечении составной системы

где b, B — толщина нижней и верхней рам.

Условие прочности надопорных и приопорных зон элементов составной системы

$$\Sigma Q_{\sigma_i}; \Sigma Q_{\sigma_i} \leq Q_i. \quad (7)$$

Расчетная модель позволяет оценить и прочность стыка при сжатии, если принять, что через участок стыка длиной l_{σ_i} передается вся нагрузка Q_i .

Для оценки достоверности расчета систем по предложенной методике можно сравнить результаты расчета и эксперимента. Прочность по нормальному сечению испытанной до разрушения системы, определенная по формулам (1), (3) при $T=0,2 Q$, составила 440 кН. Несущая способность, лимитируемая прочностью наклонных стоек балки и стены, при учете фактических характеристик бетона модели на основании зависимостей (6) равна 450 и 620 кН. Расчетные оценки несущей способности достаточно хорошо согласуются с величинами разрушающей нагрузки 450..600 кН, полученными экспериментально при испытании моделей, и результатами расчета согласно источнику [3].

Предлагаемую методику целесообразно использовать при проектировании различных изгибаемых составных систем (составные балки, стена — балка, комбинированные конструкции и др.).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Колтынюк В. А. Исследование особенностей напряженного и предельного состояния наклонных сечений балок в системах стена — балка — отдельные опоры // Теоретические и экспериментальные исследования строительных конструкций. — Л.: ЛенЗНИИЭП, 1985. — С. 64—78.
- Колтынюк В. А. Особенности расчета прочности по наклонным сечениям балок, расположенных под стенами // Бетон и железобетон. — 1987. — № 9. — С. 34—35.
- Колтынюк В. А. Расчет и рациональное конструирование систем стена — балка. — Л.: ЛДНТП, 1986. — 32 с.

ВНИЖЕЛЕЗОБЕТОН ГОССТРОЯ СССР

объявляет конкурс на замещение вакантных должностей:

- заведующего лабораторией цементосберегающих технологий приготовления бетонных смесей
- заведующего лабораторией экономки и организации НИОКР
- заведующего сектором патентно-лицензионной работы

Срок подачи документов — месяц со дня публикации.

Заявления и документы, согласно положению о конкурсах, направлять по адресу: 111524, Москва, ул. Плеханова, 7.

Справки по тел. 176-20-74, 176-78-01.

Долговечность

УДК 693.542.2

И. М. ГРУШКО, Э. В. ДЕГТЯРЕВА, доктора техн. наук, проф., ЧИБОЗО ЗИНСУ, канд. техн. наук, В. В. МАСЛОВ, инж. (ХАДИ)

Обеспечение сохранности арматуры в бетоне на морской воде

В настоящей работе исследовали влияние комплексных химических добавок на основе хромлигносульфоната кальция (окзила), нитрата железа и морской воды, содержащей 18 г/л ионов Cl^- , для затворения бетона на коррозионную стойкость арматуры. Исследования проводили электрохимическим и весовым методами.

Как видно из табл. 1, арматура в бетоне без добавки после нахождения в воде средней минерализации с попеременным увлажнением и высыханием интенсивно корродирует уже через 3 мес, о чем свидетельствует плотность тока, превышающая в 3,66 раз предельно допустимые в этом возрасте значения и в 2,37 и 2,74 раза соответственно после 6 и 9 мес хранения. При этом меняются во времени значения тока и стационарных потенциалов образцов.

Введение пластифицирующей добавки 0,125% окзила меняет картину поведения образца в агрессивной среде. На

90-е сут, судя по $i_{0,3}$ и $\Phi_{ст}$, арматура еще корродирует, но при дальнейшем хранении образцов наблюдается ее постепенная пассивация, что выражается в сильном уменьшении плотности тока до 4,33 и 1,13 мкА/см² соответственно через 6 и 9 мес. При этом стационарный потенциал варьируется от —410 до —420 мВ.

При введении в бетон 0,125% окзила и 0,1% нитрата железа через 3 и 6 мес арматура корродирует, причем коррозионные токи и значения $\Phi_{ст}$ достаточно велики, но через 9 мес наблюдается проявление пассивирующей способности добавок. В то же время при увеличении количества уплотняющей добавки нитрата железа до 0,5% обеспечивается полная пассивация арматуры во все сроки. Следует отметить, что на 3 и 9 мес стационарные потенциалы не превышают установленных нормами, при этом $i_{0,3}$, особенно на 9 мес даже не достигает 1 мкА/см², что свидетельствует о боль-

Таблица 1

Состав добавок		Плотность тока / Стационарный потенциал, мкА/см ² при E = +300 мВ		
вид	%	3 мес	6 мес	9 мес
—	—	91,6 / —530	59,4 / —515	68,5 / —600
Окзил	0,125	51,72 / —480	4,33 / —410	1,13 / —420
Окзил Нитрат железа	0,125 0,1	190,8 / —620	61,2 / —600	1,75 / —400
Окзил Нитрат железа	0,125 0,5	0,13 / —300	12,9 / —493	0,88 / —350
Окзил Нитрат железа Морская вода	0,125 0,5 10	16,5 / 569	12,23 / —490	1,25 / —300
Окзил Нитрат железа Морская вода	0,125 0,5 50	285 / —632	53,34 / —535	1,38 / —335
Окзил Нитрат железа Морская вода	0,125 0,5 100	194 / —665	47,0 / —515	8,13 / —450

шой эффективности комплексной добавки.

Таким образом, сопоставление результатов исследуемых составов выявляет наибольшее пассвирующее действие на арматуру 0,5% нитрата железа в комплексе с добавкой окзила. Уменьшение количества нитрата железа замедляет ингибирующую способность на арматуру. Характер кривых зависимостей $\varphi_{ст} = f(t)$ и $i_{0,3} = f(t)$ одинаков для всех составов. Однако при введении морской воды и по мере увеличения ее количества (от 10 до 50 и 100%) по сравнению с бетоном, содержащим добавку окзила и нитрата железа, на первом этапе испытания образцов, т. е. через 3 мес хранения в агрессивной среде, степень коррозии арматуры увеличивается, причем наиболее высоко при введении 50% морской воды. Через 6 мес коррозионные процессы замедляются и на 9 мес достигают минимума. Арматура пассвируется при всех используемых добавках. Однако введение морской воды с комплексной добавкой повышает коррозионную стойкость арматуры в бетоне только через 9 мес, при этом проявляются большие ингибирующие способности, чем для контрольных образцов.

Из всех исследуемых химических добавок наиболее эффективна комплексная, состоящая из 0,125% окзила и 0,5% нитрата железа. При воздействии слабоминерализованной воды допустимо увлажнение бетонной смеси морской водой (состава Бенина).

Проведенные электрохимические исследования подтверждаются с одной стороны, результатами весового метода, с другой — измерениями рН (табл. 2).

Исследования потери массы металлических образцов в бетоне показали, что в ранний срок хранения образцов в среднеминерализованной воде коррозионный процесс начинается интенсивно, а затем замедляется и значительная часть площади, пораженной коррозией, пассвируется. В бетоне без добавок через 9 мес суммарная масса продуктов коррозии, судя по данным электрохимического метода, соответствует арматуре в корродированном состоянии. Введение окзила способствует уменьшению массы продуктов коррозии после 30 сут хранения в среде на 13,2% по сравнению с образцом без добавки, на 77,3 и 85,5% соответственно после 6 и 9 мес их хранения. Эти результаты позволяют сделать вывод о том, что коррозионное поражение арматуры, наблюдающееся в ранние сроки хранения образцов, постепенно достигает полной пассивации. Следует отметить, что в этот период потеря массы минимальна и составляет в среднем 2,2 мг за

Таблица 2

Состав добавки		Потери по массе, 10 ⁶ г/рН		
вид	%	30 сут	180 сут	270 сут
—	—	15,73/12,40	11,73/12,50	13,0/12,44
Окзил	0,125	13,66/12,40	2,66/12,52	1,89/12,55
Нитрат железа Окзил	0,1 0,125	14,66/12,49	4,0/12,57	1,97/12,58
Окзил Нитрат железа	0,125 0,5	14,6/12,51	2,9/12,58	1,73/12,60
Окзил Нитрат железа Морская вода	0,125 0,5 10	14,9/12,50	3,0/12,54	1,89/12,58
Окзил Нитрат железа Морская вода	0,125 0,5 50	14,7/12,50	3,5/12,56	1,93/12,58
Окзил Нитрат железа Морская вода	0,125 0,5 100	13,8/12,50	4,3/12,54	1,97/12,56

* Отнесена к 40 см².

6...9 мес, что в 5 раз меньше, чем у бетона без добавок.

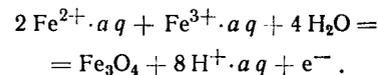
Примерно такая же картина наблюдается при введении комплексной добавки 0,125% окзила+0,1% нитрата железа. Однако потеря массы через 180 сут составляет 4 мг, а при введении 0,125% окзила она почти вдвое меньше и составляет 2,66 мг, что подтверждается данными электрохимического метода. Пассивация арматуры обеспечивается при потере массы не больше 4 мг. По этой причине на 270 сут, когда по электрохимическим данным наблюдалась полная пассивация арматуры, суммарная масса коррозионных продуктов снизилась до 1,97 мг, что в 6 раз ниже, чем у бетона без добавок.

Влияние окзила и нитрата железа на пассивацию арматуры связано с образованием ионов $Cr_2O_7^{2-}$ и NO_2 , количество которых в поровой жидкости составляет соответственно 0,05 и 0,3 г/л. Кроме того, введение окзила и нитрата железа повышает плотность бетона. Увеличение количества нитрата железа до 0,5% массы цемента при совместном введении его с 0,125% окзила способствует также сокращению выделения продуктов коррозии, общая масса которых составляет через 6 и 9 мес соответственно 2,9 и 1,73 мг.

При затворении бетона морской водой введение комплексной химической добавки 0,125% окзила+0,5% нитрата железа позволяет замедлить протекание коррозионных процессов на поверхности арматуры, что видно лишь на 6 и 9 мес хранения. Однако после 30 сут хранения потери массы достигают в среднем 14 мг на площади 40 см². При увеличении ко-

личества морской воды в общем количестве воды затворения для бетона коррозия увеличивается незначительно, что подтверждают результаты электрохимического метода.

В системе $Fe - O_2 - H_2O$ железо термодинамически неустойчиво по отношению к его оксидам $Fe(OH)_2$ и $Fe(OH)_3$. Первый в присутствии кислорода и воды менее устойчив и превращается в более устойчивый $Fe(OH)_3$, который, в свою очередь, переходит в Fe_2O_3 и Fe_3O_4 . Последний является наиболее устойчивой формой и наиболее плотной пассвирующей пленкой, так как сохранение магнетита способно надежно защищать арматурную сталь от коррозии. Образование магнетита выражается следующей реакцией:



Образование Fe_3O_4 зависит от концентрации ионов Fe^{2+} и Fe^{3+} (или их соотношения) и рН среды, который определяет образование ионов Fe^{2+} и влияет на устойчивость Fe_3O_4 . Для образования Fe_3O_4 количество ионов Fe^{3+} должно быть минимальным, а ионов Fe^{2+} максимальным. При рН 9,5...9 для образования пленки Fe_3O_4 активная концентрация ионов Fe^{2+} должна быть $10^{-12,9} - 10^{-14}$ м/л, что не всегда можно обеспечить. Значение рН, при котором пассивация арматурной стали может стать реальной в результате образования прочной пленки Fe_3O_4 , должно составлять 12,0...12,5 и в процессе пассивации увеличиваться. Таким образом происходит пассивация арматуры продуктами коррозии к 6...9 мес. Получен-

ные значения рН поровой жидкости колеблются в пределах 12,4...12,5. При этом в бетоне без добавок рН практически не меняется, а при введении добавок увеличивается.

Микроскопические исследования в иммерсионных препаратах порошка из пленки, покрывающей металлический стержень после изъятия его из бетона, находившегося в среднеминерализованной воде в течение 9 мес, показали, что в пробах образцов арматуры для бетона без добавок присутствует незначительное количество частиц гематита в виде прозрачных красноватых немагнитных частиц неправильной формы и примерно столько же непрозрачных частиц квадратной формы, магнитных, представляющих оксид магнетита Fe_3O_4 . В порошке из пленки, покрывающей металлический стержень из бетона с исследуемыми добавками, наблюдается большее количество частиц магнетита, немного гематита и отдельные непрозрачные и немагнитные частицы вюстита. Это свидетельствует о том, что пассивация арматуры в бетоне с добавками происходит за счет образования пленки магнетита.

Выводы

Результаты электрохимического и весового методов, а также измерение рН поровой жидкости, показали, что введение в бетон 0,125% окзила совместно с 0,5% нитрата железа способствует снижению коррозии арматуры в бетоне, затворенном на морской воде. Пассивация арматуры продуктами коррозии к 6...9 мес в слабоминерализованной воде происходит в результате образования на ней пленки Fe_3O_4 .

НА ВДНХ СССР

Суперпластификатор

Суперпластификатор «40-03» получают из недефицитного нефтехимического сырья путем поликонденсации. Он предназначен для модификации свойств бетонных смесей с целью увеличения их подвижности и уменьшения продолжительности и мощности вибрации в процессе укладки бетонной смеси в формы и последующего ее уплотнения. Применение суперпластификатора способствует также снижению длительности и температуры тепловлажностной обработки, сокращению расхода цемента в бетоне.

Возможна продажа суперпластификатора и осуществление научно-технической помощи по его внедрению. Обращаться: 111524, Москва, ул. Плеханова, 7, ВНИИжелезобетон Госстроя СССР; 370025, Баку, Тельнова, 30, ИНХП АН АзССР.

Стандарты и нормативные документы

УДК 624.012.45.046.5

М. Б. КРАКОВСКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Надежность конструкций, проектируемых по советским и зарубежным нормам

Для сопоставления надежности железобетонных конструкций проанализировали нормы СССР, Великобритании, Дании, США, Финляндии, Франции, ФРГ, Швеции, Японии, а также кодекс-образец норм ЕКБ — ФИП. При этом рассмотрели общие условия надежности элементов конструкций, прочность и деформативность бетонов, надежность конструкций, разрушающихся по бетону и арматуре.

Во всех нормах условия надежности записываются в виде

$$\gamma_S S \leq \gamma_R R,$$

где S, R — усилие в конструкции и ее сопротивление; γ_S, γ_R — коэффициенты, учитывающие различные особенности работы конструкции.

Коэффициенты γ_S, γ_R , не равные единице, присутствуют только в нормах США, Франции, ФРГ и Японии. В нормах США $\gamma_S = 1$, а $\gamma_R = 0,9...0,7$. Например, для центрально и внецентренно сжатых и растянутых элементов $\gamma_R = 0,9$, для элементов со спиральным армированием $\gamma_R = 0,75$, для других элементов $\gamma_R = 0,7$. Этим учитывается различная ответственность элементов, а также степень достоверности расчетных формул, определяющих сопротивляемость элемента внешним воздействиям.

В нормах Франции и ФРГ $\gamma_R = 1$, а $\gamma_S > 1$. Во французских нормах γ_S учитывает неопределенность расчета и изготовления конструкций. В западногерманских нормах γ_S зависит от характера разрушения элемента и изменяется от 1,75 (при пластическом разрушении) до 2,1 (при хрупком). Приведены специальные диаграммы для выбора γ_S .

В нормах Японии в общем случае $\gamma_S, \gamma_R \neq 1$. Коэффициент $\gamma_S \geq 1$ учитывает ответственность конструкции в целом, а $\gamma_R \leq 1$ — влияние элемента конструкции на ее надежность, а также другие факторы, например неопределенность вычисления прочности элемента, влияние

разброса геометрических размеров. В расчете используют и другие коэффициенты, дифференцирующие надежность элементов конструкций в зависимости от особенностей их работы.

В нормах Японии отмечено, что расчетные формулы при средней прочности материалов дают средние значения несущей способности. Регламентация этого положения является, с нашей точки зрения, чрезвычайно важной, поскольку позволяет при вероятностных расчетах учитывать надежность расчетных формул.

Аналогичную регламентацию целесообразно ввести и в СНиП. Часто надежность расчетных формул оценивают по отношению расчетной несущей способности, полученной при средних значениях прочностей материалов, к опытной. В этом случае не удастся отделить разброс несущей способности, возникающий из-за неточности расчетных формул, от разбросов, связанных с изменчивостью прочности материалов. Поэтому предлагается регламентировать надежность расчетных формул, т. е. вероятность того, что опытные значения окажутся выше теоретических, полученных при расчетных сопротивлениях материалов.

В настоящее время в нормах СССР все конструкции более ответственных сооружений обладают надежностью большей, чем аналогичные конструкции менее ответственных. Такое нормирование проведено, в основном, интуитивно и представляется недостаточным. Внутри каждого сооружения надежность более ответственных конструкций должна быть выше, что и учитывается в нормах некоторых стран.

Во всех рассмотренных нормах, кроме норм США, прочность и деформативность бетонов нормируют по классам. Обеспеченность нормативного сопротивления принимают 0,95, а в нормах Дании — 0,9.

В нормах США не вводится понятие класса, нормативного сопротивления бетона и коэффициентов надежности по материалу. Существует только расчетное сопротивление с обеспеченностью 0,99.

На рис. 1 приведена прочность бетона на растяжение в зависимости от прочности на сжатие (класса), определенная по принятым в нормах соотношениям. Для сопоставимости результатов в указанных соотношениях учитывали прочность на сжатие для различных классов бетона, принятую в СНиПе.

Следует отметить, что нормы Японии превышают прочность на растяжение по сравнению с нормами других стран. Это объясняется, по-видимому, лучшим качеством бетонов, что позволяет зависимость между прочностью на растяжение R_{bt} и на сжатие R_b выразить с помощью формулы Ферэ $R_{bt} = 0,5 R_b^{2/3}$. В нормах других стран приняты зависимости, дающие значительно меньшее значение R_b . Например, в кодексе-образце ЕКБ—ФИП $R_{bt} = 0,3 R_a^{2/3}$, причем, подставляя в эту формулу нормативное значение R_{bn} , получают среднее значение \bar{R}_{bt} . Для установления R_{bt} с обеспеченностью 0,95 и 0,05 среднее значение умножают на коэффициенты 0,7 и 1,3. Таким образом, в нормах ЕКБ—ФИП нормируют три значения прочности бетона на растяжение, и в каждом конкретном расчете используется значение, идущее не в запас надежности.

Прочность бетона на растяжение по СНиПу несущественно отличается от величин, получаемых по нормам большинства стран.

На рис. 2 приведены значения началь-

ного модуля упругости бетона \bar{E}_b в зависимости от прочности на сжатие B (класса). Используются соотношения, принятые в нормах различных стран.

По нормам СССР для каждого класса бетона приведены три значения модуля упругости, соответствующие трем различным коэффициентам вариации прочности $V=0,06; 0,135$ и $0,16$ (минимальному, среднему и максимальному по ГОСТ 18105—86).

В СНиП 2.03.01—84 значения модуля упругости являются средними (имеющими обеспеченность 0,5) и соответствуют средним значениям прочности бетона, полученным при $V=0,135$. При $V=0,06$ и $V=0,16$ средние значения прочности бетона меняются согласно ГОСТ 18105—86. Значения E_b , соответствующие средним значениям прочности, получены по линейной интерполяции между приведенными в СНиПе.

В нормах Великобритании и ЕКБ—ФИП для каждого класса бетона также имеются три значения модуля упругости — среднее \bar{E}_b , нижнее E_{bl} и верхнее E_{bu} , в пределах которых возможен разброс значений E_b . В расчетах используют E_b , идущее не в запас надежности. В нормах ЕКБ—ФИП $E_{bl} = (\bar{E}_b - 6 \cdot 10^3)$ МПа; $E_{bu} = (\bar{E}_b + 6 \cdot 10^3)$ МПа; в нормах Великобритании $E_{bl} = 0,7 \bar{E}_b$, $E_{bu} = 1,3 \bar{E}_b$. На рис. 2 показаны только значения \bar{E}_b .

Приведенные на рис. 2 значения E_b по нормам Швеции являются нормативными. Расчетные получают делением нормативных на 1,2 γ_n ($\gamma_n > 1$ — коэффициент надежности конструкции или ее элемента). Минимальные и максимальные значения E_b использованы в нормах

Дании и США, поскольку они соответствуют прочности с обеспеченностью 0,9 и 0,99. Если пересчитать E_b для прочности с обеспеченностью 0,95, то E_b по нормам Дании снизится, а по нормам США повысится.

Следует отметить, что E_b по СНиПу выше, чем в большинстве других норм. В расчетах это чаще всего идет не в запас надежности. В дальнейшем, по нашему мнению, в СНиПе целесообразно учесть разброс значений модуля упругости и его колебания при изменении средней прочности бетона, в частности, тогда можно ввести средний и нормативный модуль упругости.

Надежность конструкций, разрушающихся по бетону, будем оценивать обеспеченностью расчетного сопротивления бетона. В большинстве норм такая обеспеченность не предусмотрена. Однако ее можно вычислить, зная обеспеченность нормативного сопротивления, коэффициент надежности по бетону и задавая коэффициент вариации прочности. В табл. 1 такой анализ проведен для трех принятых в нашей стране коэффициентов вариации прочности бетона. Все распределения предполагаются нормальными, обеспеченность расчетного и нормативного сопротивлений определяют индексы надежности β .

По нормам СССР обеспеченность нормативного сопротивления бетона 1,64... 2,02. Это объясняется тем, что согласно ГОСТ 18105—86 браковочные минимумы (средние значения) определяют при $V \leq 0,135$, исходя из обеспеченности нормативного сопротивления 0,95 ($\beta = 1,64$), а при $V > 0,135$ — исходя из обеспеченности расчетного сопротивления 0,9986 ($\beta = 3$). Как отмечалось, в

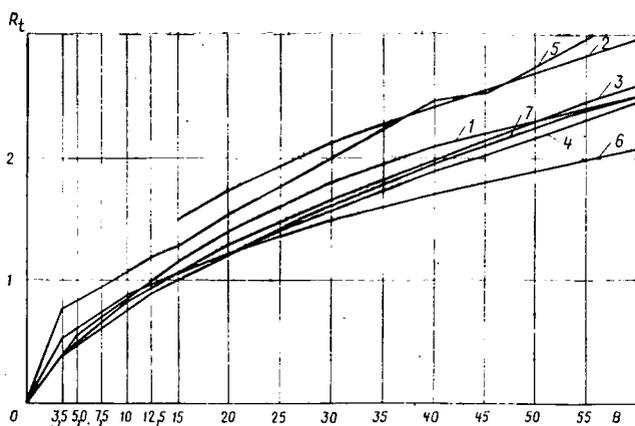


Рис. 1. Прочность бетона на растяжение в зависимости от класса бетона
Нормы
1 — СССР; 2 — Великобритании; 3 — ЕКБ—ФИП; 4 — Финляндии; 5 — Франции; 6 — ФРГ; 7 — Швеции

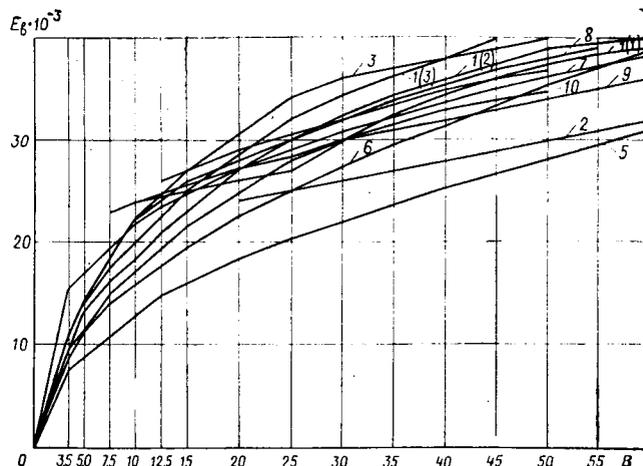


Рис. 2. Начальный модуль упругости бетона в зависимости от класса бетона
Нормы
1 — СССР; 1(1), 1(2), 1(3) — при коэффициентах вариации прочности бетона $V=0,06; 0,135; 0,16$; 2 — Великобритании; 3 — Дании; 4 — ЕКБ—ФИП; 5 — США; 6 — Финляндии; 7 — Франции; 8 — ФРГ; 9 — Швеции; 10 — Японии

Таблица 1

Принадлежность норм	Обеспеченность нормативного сопротивления	Коэффициент надежности	Обеспеченность расчетного сопротивления при коэффициенте вариации V		
			0,06	0,14	0,16
СССР	1,64—2,02	1,30	5,11	3,00	3,00
Великобритания	1,64	1,50	6,65	3,57	3,17
Дания	1,29/1,29 ¹ 1,29/1,29 1,29/1,29	1,62/2,25 1,80/2,50 1,98/2,75	6,42/9,85 8,12/10,50 8,91/11,10	3,64/4,70 4,02/4,98 4,33/5,18	3,18/4,04 3,48/4,26 3,73/4,44
ЕКБ—ФИП	1,64/1,64 ²	1,50/1,30	6,65/5,11	3,57/3,00	3,17/2,19
США	—/— ³ — ⁴	—/— —	3,74/5,88 6,60	2,84/3,60 3,85	2,72/3,31 3,50
Финляндия	1,64/1,64 ⁵ 1,64/1,64 1,64/1,64	1,35/2,00 1,50/2,30 1,90/2,20	6,08/9,16 6,65/10,10 8,77/11,10	3,13/4,53 3,57/4,91 4,38/5,28	2,83/3,94 3,17/4,24 3,82/4,54
Франция	1,64	1,50	6,65	3,57	3,17
Швеция	1,64 ⁶ 1,64 1,64	1,50 1,65 1,80	6,65 7,56 8,33	3,57 3,90 4,19	3,17 3,45 3,69

Примечания. 1. Перед чертой — железобетон в зависимости от класса конструкций и контроля; после черты — то же, неармированный бетон; 2 — перед чертой — обычные условия, после черты — аварийные нагрузки; 3 — перед чертой — изгибаемые, центрально и внецентренно сжатые элементы, после черты — спиральное армирование; 4 — другие элементы; 5 — перед чертой — железобетон в зависимости от класса конструкций, после черты — то же, неармированный бетон; 6 — в зависимости от класса конструкций.

нормах Дании обеспеченность нормативного сопротивления равна 0,9 ($\beta=1,29$), а в нормах США сразу задается обеспеченность расчетного сопротивления 0,99. При анализе надежности по нормам США учтены рассмотренные коэффициенты 0,9; 0,75; 0,7 для различных элементов.

Как видно из табл. 1, надежность по нормам многих стран существенно зависит от особенностей применения конструкций, которые учитывают в нормах введением классов конструкций и контроля изготовления. Таким образом, во многих нормах проведена существенная дифференциация конструкции по уровню надежности, между тем как в СНиПе этого нет. Кроме того, надежность конструкций, проектируемых по зарубежным нормам, чаще всего выше, чем по СНиПу. В то же время конструкции, проектируемые по СНиПу, более экономичны.

Опыт эксплуатации железобетонных конструкций в СССР свидетельствует о том, что в большинстве случаев их надежность достаточна. В настоящее время в СНиПе ее величина не нормируется и не регулируется. Целесообразно определить надежность различных конструкций, проектируемых по СНиПу, и

мости от их ответственности и особенностей работы, вводя систему коэффициентов в общее условие надежности и меняя коэффициенты надежности по материалу.

Анализ надежности конструкций, разрушающихся по арматуре, аналогичен предыдущему. Данные, включенные в нормы по проектированию железобетонных конструкций, приведены в табл. 2. Для остальных стран эти данные приведены в специальных стандартах на арматуру.

При анализе приняты два коэффициента вариации прочности арматуры $V=0,03$ и $0,08$. Заключение о надежности конструкций, разрушающихся по арматуре, аналогичны сделанным для конструкций, разрушающихся по бетону. Кроме того, надежность конструкций, разрушающихся по бетону, выше, чем конструкций, разрушающихся по арматуре. Целесообразно изучить вопрос о необходимости принятого в СНиПе различия надежности конструкций с арматурой разных классов.

Выводы

В зарубежных нормах наблюдается тенденция к назначению уровней надежности железобетонных конструкций в зависимости от их ответственности и особенностей работы. Эту тенденцию следует отразить и в СНиПе.

Надежность конструкций, проектируемых по СНиПу, в большинстве случаев оказывается ниже надежности конструкций, проектируемых по зарубежным нормам. Поэтому целесообразно исследовать уровень надежности железобетонных конструкций, проектируемых по СНиПу, и произвести корректировку уровня надежности различных конструкций.

Надежность конструкций, проектируемых по СНиПу и разрушающихся по бетону, выше надежности конструкций, разрушающихся по арматуре. Необходимо принять меры к повышению надежности конструкций, разрушающихся по арматуре, а также изучить вопрос о целесообразности принятого в СНиПе различия в надежности конструкций с арматурой разных классов.

При назначении начального модуля упругости бетона в СНиПе следует учесть возможный разброс модуля упругости и изменение его значения при изменении коэффициентов вариации прочности бетона.

Рекомендуется нормировать надежность расчетных формул.

Таблица 2

Принадлежность норм	Факторы, влияющие на коэффициент надежности по арматуре	Коэффициент надежности	Обеспеченность расчетного сопротивления при коэффициенте вариации V	
			0,03	0,08
СССР	Класс арматуры	1,05	3,17	2,11
		1,07	3,75	2,36
		1,10	4,53	2,63
		1,15	5,78	3,05
		1,20	6,95	3,45
Великобритания	—	1,15	5,78	3,05
Дания	—	—	3,00	3,00
Финляндия	Класс арматуры и класс конструкций	1,15	5,73	3,05
		1,20	6,95	3,45
		1,25	8,00	3,81
		1,35	9,87	4,46
Швеция	Класс конструкций	1,16	6,11	3,12
		1,27	8,60	3,98
		1,39	10,67	4,68

Примечание. Обеспеченность нормативного сопротивления $\beta=1,64$ кроме норм Дании, где он отсутствует.

при выявлении неблагоприятных ситуаций провести соответствующую корректировку. Необходимо также регулировать надежность конструкций в зависи-

устанавливаемой действующими нормативами [2, 3].

Более того, закономерно прослеживается тенденция снижения влагосодержания среды с увеличением расхода сжигаемого газа (рис. 3). Так, получение среды с необходимой относительной влажностью $\varphi=90\%$ при расходе газа $10 \text{ Нм}^3/\text{ч}$ можно обеспечить при средней интенсивности испарения влаги из бетона $0,7 \text{ кг}/\text{м}^2\cdot\text{ч}$, а при расходе $20 \text{ Нм}^3/\text{ч}$ — при $1,28 \text{ кг}/\text{м}^2\cdot\text{ч}$.

В связи с возможным превышением допустимой степени обезвоживания бетона необходимы дополнительные технические решения по автоматическому поддержанию баланса системы при регулировании режима ТВО. Если принять производительность вытяжной вентиляции по [4] постоянной и равной $400 \text{ м}^3/\text{ч}$ на всем диапазоне регулирования, то достигаемое влагосодержание среды в камере будет максимальным. Кроме того, нормирование относительной влажности среды, влияющей на качество бетона, требует оперативного контроля на всех стадиях ТВО. Приборное обеспечение такого контроля в реальных условиях производства представляет самостоятельную техническую задачу.

В результате ТВО тяжелого бетона продуктами сгорания природного газа без доувлажнения среды суммарные влагопотери в зависимости от вида изделий составляют 20..50% воды затворения, что приводит не только к низкой прочности после ТВО [5], но и к необратимому нарушению поровой структуры бетона и недобору им прочности в возрасте 28 сут (см. таблицу).

Завод — изготовитель цемента	Класс бетона	Условия ТВО	Прочность бетона на сжатие, МПа	
			в зоне притока	в зоне вытяжки
Воркутинский*	B30	В верхней зоне камеры	17,7	17,5
То же	B30	В нижней зоне камеры	13,4	10,6
Болховский**	B22,5	Через 1—2 ч	17,0	17,0
	B22,5	Через 28 сут	22,0	23,0

* Данные [5].

** Результаты испытаний в импульсно-термическом режиме в Ухте.

Таким образом, для нейтрализации негативного воздействия обработки продуктами сгорания газа на свойства тяжелого бетона необходима защита его от обезвоживания в конце прогрева и особенно при изотермическом выдерживании изделий.

Рекомендации СНиП 3.09.01—85 по снижению влагопотерь из бетона требу-

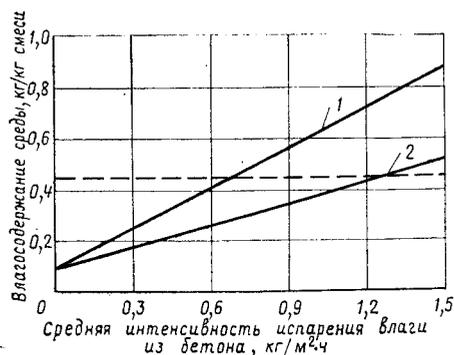


Рис. 3. Зависимость влагосодержания парогазовоздушной смеси в камере от средней за период прогрева интенсивности испарения влаги из бетона при разной теплопроизводительности 1 — расход газа $10 \text{ Нм}^3/\text{ч}$; 2 — то же, $20 \text{ Нм}^3/\text{ч}$

ют серьезных обоснований. Так, нанесение пленкообразующих составов на обводненную поверхность свежеложенного бетона и обеспечение теплостойкости и равномерности покрытия в технологическом процессе достаточно сложны. Использование для этой цели гидрофобизирующих машинных и смазочных масел по рекомендациям [4] не согласуется с [6].

Очевидно, в таких условиях рекомендуется доувлажнять среду обработки, например, с помощью механических разбрызгивателей, установленных над верхним изделием в камере [4].

Рассмотрим количественные аспекты доувлажнения среды с энергетической точки зрения.

Влагосодержание среды в каждый момент времени $W(\tau)$ определяется балансовым уравнением (в кг/кг смеси)

$$W(\tau) = W_0 + W_1 + W_2 + W_3 + W_4 - W_5, \quad (1)$$

где W_0 — начальное влагосодержание среды в камере обработки; W_1 — количество водяного пара, образованного при сгорании топлива; W_2 — влагосодержание воздуха, израсходованного на сжигание газа; W_3 — количество влаги, испарившейся из бетона; W_4 — количество водяного пара, требуемое для доувлажнения среды; W_5 — количество водяного пара, удаляемого системой вентиляции.

Уравнение (1) можно представить в развернутом виде

$$W(\tau) = W_0 + \frac{V_{\Gamma} i \tau}{V_0 \gamma} + \frac{W_0 \gamma_0 V_{\Gamma} \alpha \tau}{V_0 \gamma} + \frac{j_6 F \tau}{V_0 \gamma} + \frac{j_y \tau}{V_0 \gamma} - \frac{W(\tau) V_B \gamma \tau}{V_0 \gamma}, \quad (2)$$

откуда

$$j_y = \frac{W(\tau) (V_0 \gamma + V_0 \gamma \tau) - W_0 V_0 \gamma}{\tau} - \frac{V_{\Gamma} i \tau - W_0 \gamma_0 V_{\Gamma} \alpha \tau - j_6 F \tau}{\tau}. \quad (3)$$

Здесь V_{Γ} — расход газа в горелке; V_{Γ} —

теоретически необходимый объем воздуха для полного сгорания газа; τ — время обработки; α — коэффициент избытка воздуха; V_0 — объем камеры обработки; γ — объемная масса паровоздушной смеси в камере обработки; γ_0 — объемная масса воздуха; i — количество водяных паров, образующихся при сжигании 1 Нм^3 газа; j_6 — интенсивность испарения влаги из бетона; j_y — производительность системы доувлажнения; W — содержание водяных паров в окружающем воздухе; F — поверхность испарения бетона; V_B — производительность системы вытяжной вентиляции.

Применительно к ТВО в камере объемом $V_0=100 \text{ м}^3$ шести дорожных плит размером $2 \times 6 \times 0,14 \text{ м}$ для создания параметров среды $t=85^\circ\text{C}$, $\varphi=90\%$ (при $W(\tau)=0,41 \text{ кг}/\text{кг}$ смеси) при изотермическом выдерживании в течение 8 ч приняты начальные (нормальные) условия $V_{\Gamma}=10 \text{ м}^3/\text{м}^3$; $V_{\Gamma}=10 \text{ м}^3/\text{ч}$; $\alpha=1,1$; $\gamma=0,79 \text{ кг}/\text{м}^3$; $\gamma_0=1,2 \text{ кг}/\text{м}^3$; $i=1,2 \text{ кг}/\text{м}^3$; $j_6=0,1 \text{ кг}/\text{м}^2\cdot\text{ч}$; $W=0,008 \text{ кг}/\text{кг}$; $F=72 \text{ м}^2$; $V_B=400 \text{ м}^3/\text{ч}$; $W_0=0,24 \text{ кг}/\text{кг}$.

Количество водяного пара, которое требуется вводить в среду, составит

$$j_y = \frac{0,41 (100 \cdot 0,79 + 400 \cdot 0,79 \cdot 8) - 0,24 \cdot 100 \cdot 0,79 - 10 \cdot 1,2 \cdot 8 - 0,008 \cdot 1,2 \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 8 - 0,1 \cdot 72 \cdot 8}{8} = 110,98 \text{ кг}/\text{ч}.$$

В динамически сбалансированной системе обработки такое же количество пара следует отводить в окружающую среду, т. е. дополнительный расход тепла на испарение воды в системе доувлажнения непроизводителен и составляет (без учета к. п. д. парообразования)

$\Delta Q = 2,68 \cdot 110,98 = 297,43 \text{ МДж}/\text{ч}$, где $2,68 \text{ МДж}/\text{кг}$ — скрытая теплота парообразования воды при нормальном барометрическом давлении.

Относительно общих энергозатрат на обработку в режиме с фиксированными расходами газа: $20 \text{ Нм}^3/\text{ч}$ в 5-часовом разогреве и $10 \text{ Нм}^3/\text{ч}$ при 8-часовом изотермическом выдерживании (при удельном расходе газа 18 м^3 на 1 м^3 железобетона), это составляет

$$\eta = \frac{297,43 \cdot 8}{(5 \cdot 20 + 8 \cdot 10) 35,7} \cdot 100 = 37 \%,$$

где $35,7 \text{ МДж}/\text{Нм}^3$ — принятая теплотворная способность сжигаемого газа.

Если учесть, что систему доувлажнения среды необходимо включать в рабо-

ту несколько раньше периода изотермического выдерживания, то приведенные дополнительные теплотери можно оценить как минимальные.

Целесообразно, чтобы нормативные документы предусматривали возможность утилизации такого значительного количества сбрасываемой в атмосферу энергии.

Нормируемый по [3] удельный расход природного газа на обработку продуктами сгорания изделий из тяжелого и конструкционного легкого бетона в переводе на агрегатный расход пара составляет

$$q = \frac{18 \cdot 35,7}{2,68} = 240 \text{ кг/м}^3.$$

Это превышает среднее значение (170 кг/м³) для пропарочных камерного типа, определяемое [3].

Импульсно-термосные режимы ТВО в современных пропарочных камерах обеспечивают фактические агрегатные расходы до 100 кг пара на 1 м³ сборного железобетона (в импульсно-термосных камерах конструкции ЦНИИЭПсельстроя 62 кг/м³). Потери тепла при транспортировании пара от источника (котельной) вполне сопоставимы по энергоёмкости с дополнительными расходами электроэнергии на перемещение среды вентиляторами.

Выводы

Рассматриваемый способ ТВО, создавая объективные неблагоприятные для качества бетона физические условия, приводит к децентрализации системы теплоснабжения предприятий и с энергетических позиций не может быть отнесен к энергосберегающим технологиям, так как практически превышает нормируемые удельные расходы энергии по сравнению с традиционным способом ТВО в пропарочных камерах периодического действия.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крылов Б. А., Айрапетов Г. А., Шахабов Х. С. Влияние влаготери на свойства и структуру тяжелого бетона // Бетон и железобетон. — 1981. — № 11. — С. 16—17.
2. СНиП 3.09.01—85 «Производство сборных железобетонных конструкций и изделий / Госстрой СССР. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. — 39 с.
3. Общесоюзные нормы технологического проектирования предприятий сборного железобетона. ОНТП 07—85. Минстройматериалов СССР. — 31 с.
4. Пособие по тепловой обработке железобетонных изделий продуктами сгорания природного газа (к СНиП 3.09.01—85) / НИИЖБ Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1986. — 48 с.
5. Куприянов Н. Н., Малинина Л. А. Тепловлажностная обработка бетонов в продуктах сгорания природного газа // Бетон и железобетон. — 1987. — № 4. — С. 25—26.
6. Временные указания по защите железобетонных конструкций от действия смазочных масел и охлаждающих эмульсий. — М.: Стройиздат, 1966. — 34 с.

Использование промышленных отходов

УДК 666.974.4

Б. А. КРЫЛОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); Г. М. СОСКИН, канд. техн. наук
Б. А. ПОГОРЕЛОВ, инж. (ВЗИСИ)

Цветной бетон на огарках серного колчедана

В текущей пятилетке намечена реализация задач по охране окружающей среды и рациональному использованию природных ресурсов, по снижению их потребления на единицу вырабатываемой продукции, что прямо связано с проблемой утилизации отходов промышленного производства.

Современная химическая промышленность при производстве серной кислоты использует исходное технологическое сырье — серный колчедан (минерал пирит), при обжиге колчедана образуется огарок.

По данным Государственного института азотной промышленности (ГИАП) и научно-исследовательского института по удобрениям и инсектофунгицидам им. А. В. Самойлова (НИУИФ), запасы огарков серного колчедана в отвалах заводов минеральных удобрений и других химических предприятий составляют свыше 20 млн. т. Огарки серного колчедана отпускаются по стоимости 0,70 р. за 1 т. Отходы многих предприятий не находят сбыта, их запасы в отвалах ежегодно увеличиваются.

ВЗИСИ совместно с НИИЖБом разработал составы и технологию изготовления цветных бетонных изделий на огарках серного колчедана. Эффективность применения огарков для получения цветного бетона обеспечивают комплексные химические добавки (суперпластификатор — разжижитель С-3 и воздухововлекающая добавка СНВ) и метод пресования при изготовлении изделий в сочетании с тепловлажностной обработкой.

Для цветного бетона использовали портландцемент марки 500 Воскресенского завода по ГОСТ 10178—76 «Портландцемент и шлакопортландцемент, тех-

нические условия», песок Тучковского карьера; огарки серного колчедана — Новгородского ПО «Азот».

Крупным заполнителем являлся речной кварцевый песок с модулем крупности 1,83 Тучковского карьера по ГОСТ 10268—80 «Заполнители для тяжелого бетона. Технические требования» и ГОСТ 8735—75 «Песок для строительных работ. Общие требования».

Мелким наполнителем — красящим пигментом — служили огарки серного колчедана, химический и минералогический состав которых в % приведен в табл. 1. В огарках не было посторонних примесей.

Исследовались следующие добавки к бетону: смола нейтрализованная воздухововлекающая (СНВ), удовлетворяющая требованиям ТУ 81-05-7—74 Минбумпрома СССР, и суперпластификатор С-3.

Для затворения бетонной смеси применяли водопроводную воду по ГОСТ 23732—79 «Вода для бетонов и растворов. Технические условия».

Состав цветного бетона подбирали по ВСН 139-80 Минтрансстроя «Инструкция по строительству цементобетонных покрытий автомобильных дорог» и «Руководству по применению химических добавок в бетоне» (М.: Стройиздат, 1981). Составы обеспечили получение бетона класса В30 (40 МПа на сжатие и 5,0 МПа на растяжение). Подвижность смеси назначалась равной 1...2 см.

Испытания проводили по методике для дорожных бетонов.

Для уменьшения водосодержания смеси вводили пластифицирующую и воздухововлекающую добавки. Количество пластифицирующей добавки опре-

Таблица 1

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	FeO	CaO	MgO	SO ₃	S	Na ₂ O	K ₂ O
7,80	2,96	47,90	33,10	2,50	1,66	3,18	0,26	0,22	0,25

делялось получением оптимальной подвижности и прочности, при этом добавка С-3 составила 0,7% массы цемента.

Воздухововлекающая добавка СНВ применялась из расчета получения начального объема вовлеченного воздуха 5...6% через 30 мин после приготовления смеси, количество ее составляло 0,01% массы цемента.

Составы и характеристика бетонов приведены в табл. 2.

Бетонную смесь готовили в гравитационном смесителе емкостью 100 л с коэффициентом ее выхода 0,75. Материалы загружали в такой последовательности: песок, огарки серного колчедана, компоненты перемешивали в течение 1 мин, при этом достигалась равномерность перемешивания. Затем подавали цемент, смесь снова перемешивали в течение 1 мин. Подавали воду затворения с предварительно введенным в нее раствором комплексной добавки (С-3+СНВ), смесь окончательно перемешивали в течение 2 мин.

Образцы размерами 10×10×10 и 10×10×40 см готовили в металлических формах, предварительно смазанных минеральным маслом. Смесь уплотняли на лабораторной виброплощадке типа 435-А. Начальная подвижность смеси — 1...2 см, а при введении химических добавок она сохранялась за счет уменьшения расхода воды.

Результаты испытаний образцов (табл. 3) показали, что бетон на огарках без песка состава № 1 характеризуется достаточно высокой водопотребностью. Марочная прочность на сжатие такого бетона составляет 34,9 МПа.

При введении в бетонную смесь кварцевого песка (состав № 2) ее водопотребность уменьшилась, а марочная прочность бетона на сжатие увеличилась. Дальнейшее увеличение расхода песка (состав № 3) при увеличении объемной массы до 2119 кг/м³ приводит к сокращению водопотребности бетонной смеси, а марочная прочность бетона на сжатие увеличивается.

Цветовые характеристики цветного бетона менялись от малинового до розового цвета в зависимости от количества введенных огарков серного колчедана.

Анализируя данные прочностных характеристик на растяжение, можно сделать следующий вывод. Если марочная прочность бетона на огарках без песка составляет 5,3 МПа (состав № 1), то введение в бетонную смесь до 300 кг/м³ кварцевого песка (состав № 2) увеличивает ее до 5,6 МПа. Дальнейшее увеличение расхода песка до 611 кг/м³ (состав № 3) не приводит к увеличению марочной прочности на растяжение.

Таблица 2

№ состава	Состав бетона по массе (цемент : песок : огарки серного колчедана)	В/Ц	Объемная масса бетона, кг/м ³	Консистенция смеси	
				жесткость, с	подвижность, см
1	1 : 0 : 0,95	0,54	2071	10—12	1—2
2	1 : 0,46 : 0,69	0,49	2086	10	1—2
3	1 : 0,93 : 0,46	0,48	2119	8—10	2—3

Примечание. Портландцемент — Воскресенского завода. Добавки 0,7 С-3+0,01 СНВ (% массы цемента). Расход цемента — 658 кг/м³.

Таблица 3

Состав	Набор прочности, МПа, через, сут			
	3	7	14	28
1	13,1/1,9	23,5/3,9	30,9/4,8	34,9/5,3
2	19,6/2,1	25,6/4,3	33,5/5,2	37,8/5,6
3	22,9/2,0	31,1/4,0	34,7/5,0	38,9/5,5

Примечание. Перед чертой — R_{сж}; после черты — R_{раст}.

Морозостойкость цветного бетона на огарках серного колчедана с комплексной химической добавкой оценивали по прочности после замораживания при температуре — 20°C и оттаивании в 5%-ном растворе хлористого натрия по ГОСТ 10060—76, а также по потерям массы. Образцы-кубы с ребром 10 см из смеси состава (см. табл. 3) твердели до 28 сут в камере нормального хранения с температурой +20°C и относительной влажностью 95%, после чего испытывались на морозостойкость.

Данные показали, что введение 5...6% вовлеченного воздуха обеспечивает достаточно высокую стойкость бетона при попеременном замораживании и оттаивании. Бетоны выдержали 300 циклов попеременного замораживания и оттаивания с потерей прочности менее 15%, что соответствует требованиям ГОСТ 8424—72.

Цветостойкость бетона определяли в естественных условиях и ускоренным методом при облучении ультрафиолетовыми лучами. Во все испытываемые партии включались плиты, изготовленные из бетона на красном цементе. Плиты были уложены в покрытие лабораторного здания завода ЖБИ в Новороссийске. В этом районе более 300 солнечных дней в году, плиты периодически осматривали и определяли их колориметрических характеристики.

Вторую серию испытаний проводили с моделированием воздействия природных условий — солнечного света, влажности, изменения температуры, ветра. Везерометр представлял собой камеру, внутри которой установлен вращающийся бара-

бан с закрепленными на его стенках образцами. Скорость вращения 1 об/мин. Через два разбрызгивающих устройства в вертикальном и горизонтальном направлениях осуществляли дождевание в режиме: 2 мин увлажнения, затем 18 мин сушки. Температуру 50°C поддерживали при включении шести ламп мощностью 500 Вт. Длительность цикла обработки 500 ч, что соответствует эксплуатации в естественных условиях в течение 2 лет.

Затем образцы облучали ртутно-кварцевой лампой ПРК-2. Ветер в камере имитировали постоянно действующим вентилятором. Цветостойкость образцов оценивали при сравнении их с эталонными (необлученными) образцами.

Испытанные образцы цветного бетона на огарках отвечали требованиям ГОСТ 21903—76, поверхность их не обесценивалась и не имела отдельных выцветов. Было установлено, что изделия из цветного бетона на огарках серного колчедана не теряют первоначального цвета при воздействии атмосферных факторов в течение 15 лет эксплуатации.

Цвет контрольных образцов из цветного бетона на основе красного цемента значительно изменялся.

Для определения истираемости цветного бетона были проведены испытания образцов-кубов с ребром 70 мм в возрасте 28 сут на круге испытания ЛКИ-2 (по ГОСТ 13087—81). Коэффициент истираемости находился в пределах 0,19...0,22, что допустимо требованиями ГОСТ 8424—72 на дорожный бетон.

На заводе ЖБИ в Новороссийске ПО Краснодарстройматериалы в 1987 г. изготовлены опытные партии тротуарных плит размером 20×20×5 см и плиток для покрытия полов размером 8,6×8,6 см толщиной 1,4...1,8 см.

Состав цветной бетонной смеси на огарках серного колчедана подбирался на материалах завода ЖБИ. Применяли портландцемент марки 400 Новороссийского завода, песок модулем крупности 2, 3, огарки серного колчедана и суперпластификатор С-3. Показатели изделий соответствуют требованиям ГОСТ 17608—81 «Плиты бетонные, тротуарные».

Приготовление цветной бетонной смеси на огарках серного колчедана не отличается от технологии, принятой на Новороссийском заводе ЖБИ. В бункер-дозатор вместо цветного цемента подают огарки серного колчедана, в емкость-дозатор для воды вводят воду с добавкой суперпластификатора С-3.

Приготовление смеси осуществлялось в такой последовательности: перемешивали не менее 2...3 мин песок и огарки

¹ Соскин Г. М., Погорелов Б. А. Тротуары из цветных цементно-песчаных плит // Благоустройство населенных мест: Экспресс-информ. — 1986. — № 8. — С. 15.

серного колчедана; 3 мин — смесь песка и огарков серного колчедана с цементом, а затем 2,5 мин — цветную растворную часть с водой с растворенным в ней су-перпластификатором С-3.

Формовали изделия из бетона на огарках серного колчедана на прессах типа ПВ-474 и СМ-1085 с усилием 200... 250 тс.

Свежеотформованные изделия складывали в штабель в специальных поддонах с установкой на ребро, в строго вертикальном положении, в один ряд.

Тротуарные плиты подвергали термообработке при температуре не выше 50... 60°C по мягкому режиму (3+4+3) ч — подъем температуры с 20 до 50°C (максимум до 60°C), пропаривание при 50... 60°C, снижение температуры до 20°C.

Промышленное изготовление тротуарных плит и плит для полов на ЖБИ продолжается.

Экономический эффект от применения цветного бетона на заводе ЖБИ в Новороссийске составляет 25...30 тыс. р. в год. При этом экономия цветного цемента (красного) равна 212 кг/м³ бетонной смеси.

Новые книги Стройиздата

Добавки в бетон: Справ. пособие/Под ред. В. С. Рамачандрана; Пер. с англ. — М.: Стройиздат, 1988. — 571 с. — 3 р. 20 к.

Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. — 2-е изд., перераб., доп. — М.: Стройиздат, 1988. — 283 с. — 85 к.

Строительное производство: В 3-х т./Под ред. И. А. Онуфриева. Т. 1. Общая часть. В 2-х ч. — М.: Стройиздат, 1988. (Справочник строителя).
Ч. 1. 462 с. 1 р. 90 к.
Ч. 2. 623 с. 2 р. 40 к.

Яковлев А. И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1988. — 140 с. — 45 к.

Пилугин Л. П. Конструкции сооружений взрывоопасных производств: Теорет. основы проектирования. — М.: Стройиздат, 1988. — 315 с. — 3 р. 60 к.

Воеводин А. А. Предварительно напряженные системы элементов конструкции. — М.: Стройиздат, 1989. — 299 с. — 3 р. 10 к.

Библиография

Книга о добавках в бетон

Добавки в бетон/Под ред. В. С. Рамачандрана/Пер. с англ. — М.: Стройиздат, 1988. — 571 с. — (Справ. пособие).

На книжных полках появилась интересная переводная книга «Добавки в бетон», написанная коллективом известных ученых из Италии, Канады, США, СССР, Японии. На наш взгляд, книгу только с большой долей условности можно отнести к справочному пособию. Это фундаментальная работа, базирующаяся на глубоких и всесторонних исследованиях.

Широкое применение бетона и железобетона для возведения разнообразных по назначению сооружений в связи с усложняющимися условиями производства бетонных работ требует разработки рекомендаций для обеспечения его долговечности.

За рубежом регулирование строительно-технических свойств цементов, бетонных смесей бетонов достигается в основном путем широкого использования химических добавок. С этой точки зрения книга может положительно повлиять на техническую политику в области развития цементной промышленности и производства бетонных работ в нашей стране, расширить кругозор технологов-бетонщиков и строителей.

Рецензируемая книга состоит из десяти глав, в которых в логической последовательности излагаются вопросы применения различных по назначению и механизму действия добавок, свойства цементов, смесей и бетонов с ними. В десятой главе даны обзор и систематизация мировой патентной литературы по добавкам включительно до 1981 г.

Предваряет книгу общетеоретическая глава 1, кратко излагающая общие сведения о цементе, его основных фазах, механизм их гидратации. Четко освещены процессы формирования структуры цементного камня, долговечность бетона, в том числе щелочная коррозия и коррозия бетона, арматуры в морской воде, морозостойкость.

Главы 2...5 посвящены добавкам, ускоряющим твердение, пластифицирующим и замедляющим схватывание, су-

перпластификаторам и воздухововлекающим. Каждая из глав имеет единое построение: вначале излагается определение и назначение добавки, а затем влияние каждого вида добавки или их сочетания на процессы гидратации цемента, их действие на физико-механические свойства цементного теста, бетонной смеси и бетона, стандарты и нормы, регламентирующие применение тех или иных добавок, краткое описание различных методик, анализов и оценок добавок. Каждую из глав завершает список литературы.

Ускорителям твердения посвящена глава 2 (В. С. Рамачандран). Особое внимание уделено хлориду кальция и его сочетанию с другими добавками. Подробно изложено влияние хлорида кальция на механизм гидратации и структурообразование цементного камня, составляющих его отдельных фаз на строительно-технические свойства бетонной смеси, цементного камня и бетона. Кроме хлорида кальция приведены сведения о других типах добавок-ускорителей.

При анализе этих сведений складывается впечатление, что ее автор неполно осведомлен о работах советских ученых и практиков, исследовавших применение добавок — ускорителей твердения бетона, в том числе хлористого кальция. Однако это не снижает общего интереса при знакомстве с изложенным материалом.

В главе 3, не совсем точно названной «Водопонижители и замедлители схватывания» (М. Коллапарди), рассматривается механизм действия и эффективность применения пластифицирующих добавок. Основное внимание уделяется добавкам на основе лигносульфонатов кальция и натрия. Приводятся рекомендации по применению водопонижающих добавок на стадии приготовления бетонных смесей, а также их влияние на свойства последних и бетона. Интерес для специалистов представляют требования к водопо-

нижающим добавкам и добавкам, регулирующим сроки схватывания. Как и в предыдущей главе, на наш взгляд, недостаточно внимания уделено исследованиям по рассматриваемому вопросу, проведенным в нашей стране.

В течение многих лет за рубежом, а в последние годы и в нашей стране развиваются исследования по использованию добавок-суперпластификаторов. Глава 4 «Суперпластификаторы» (В. С. Рамачандран, В. М. Мальхотра) содержит подробную классификацию добавок этих типов, их химические и технические характеристики. Достаточно подробно изложено влияние этих добавок на свойства бетонных смесей, что представляет практический интерес (расслоение и водоотделение смесей, воздухововлечение, сроки загустевания и др.). Приведено много фактического экспериментального материала, подтверждающего эффективность применения суперпластификаторов в бетонах различного назначения. Интересны данные о действии на свойства бетона суперпластифицирующей и воздухововлекающей добавок. Показано, что правильная дозировка суперпластификатора влияет на достижение необходимого значения «фактора расстояния» между пузырьками газовой фазы, что особенно важно для получения морозостойких бетонов.

В главе 5 (В. Л. Долч) роль воздухововлекающих добавок рассматривается главным образом с точки зрения улучшения удобообрабатываемости смесей, уменьшения их расслаиваемости и повышения морозостойкости бетонов. Подробно излагается механизм воздухововлечения и стабилизации системы пузырьков при использовании ПАВ этого вида. Дискуссионно объясняется механизм разрушения бетона при совместном действии воды и мороза.

Классификация, состав и требования к искусственным и природным активным минеральным добавкам детально рассмотрены в главе 6 (П. К. Мехта). Применение активных минеральных добавок в цементных системах является одним из путей не только регулирования свойств, но и снижения энергоемкости. Особое внимание уделено промышленным отходам (золам и шлакам различного происхождения и вида, микрокремнезему и др.) как добавкам в цемент и бетонную смесь.

Выдвигаются гипотезы, объясняющие механизм твердения цементного камня с минеральными добавками, процессы его структурообразования в бетонах и, в частности, повышение границы микрокремнезема и упрочнение зоны контакта заполнитель — цементный ка-

мень. Приводятся данные по пористости цементного камня с минеральными добавками, коррозионной стойкости. Один из параграфов этой главы посвящен экологическим аспектам применения минеральных добавок.

В главе 7 «Растворы и бетоны, модифицированные полимерами» (И. Охама) много внимания уделяется применению в бетоне латекса, приводятся его подробные характеристики и требования к нему японских стандартов. Свойства модифицированных латексом растворов и бетонов детально рассмотрены на основе большого экспериментального материала. Наряду с латексом рассмотрены и другие модификаторы — полимеры и мономеры.

Значительные успехи в области производства бетонных работ при отрицательных температурах с помощью противоморозных добавок связаны с исследованиями ученых нашей страны. Глубокие работы в этом направлении освещены в главе 8 «Противоморозные добавки», написанной известными советскими учеными В. Б. Ратиновым и Т. И. Розенбергом. Порядок изложения материала в этой главе практически идентичен принципу построения других.

Смешанным добавкам посвящена глава 9 (Н. П. Мэйлваганам). Особое внимание в ней уделяется добавкам, способствующим расширению цементного камня и предотвращающим или снижающим усадку. Описываются строительно-технические свойства смесей и бетонов (растворов) с этими добавками, а также факторы, влияющие на расширение.

Интересны области применения и добавок других видов, которые обеспечивают снижение паро- и водопроницаемости и водоотделение, предотвращают разрушение цементного камня и бетона под воздействием микроорганизмов, высокую растворимость солей некоторых кислот. Для специалистов полезен материал по добавкам, ускоряющим схватывание и твердение цемента, их составу, дозировке, механизму действия и свойствам бетонов и растворов в торкрет-процессе.

Рецензируемая книга описывает практически все виды и классы известных в настоящее время добавок и знакомит читателей с уровнем развития теории и практики их применения за рубежом, со стандартами некоторых стран.

В книге имеются досадные опечатки. Например, вместо 40% снижения расхода топлива напечатано 4%, в нескольких местах вместо слова «усадка», напечатано «осадка», допущены неточности в переводе, например, в наименовании параграфа 9.4. Встречаются терминологиче-

ские неточности (термин «бетонная смесь», например, более точно отражает состояние материала, чем «свежий бетон») и др.

Однако замечания по отдельным главам и в целом по книге ни в коей мере не снижают ее значимости. Большой объем информации в книге сочетается с краткостью изложения. И в этом немалая заслуга переводчиков и научных редакторов. Книга хорошо издана, богато оформлена иллюстративным материалом.

Представляемая книга будет полезна для многих специалистов, в том числе и для студентов строительных специальностей. Хотелось бы надеяться, что ее появление будет способствовать дальнейшему внедрению добавок в промышленность строительных материалов и в строительство.

Л. А. ФЕДИНЕР, канд. техн. наук

Новые книги

Александрян А. Г., Быстрицкий Я. Е. **Охрана труда: Для техникумов по спец. «Пр-во строит. изделий и железобетон. конструкций».** — М.: Высш. шк., 1989. — 143 с. — 30 к.

Шкуратовский Г. Д., Шинкарев Б. М. **Сварочные работы: Справочник рабочего.** — Киев: Будивельник, 1988. — 318 с. 1 р. 10 к.

Слесарев Ю. М. **Приготовление бетонной смеси и строительного раствора: Для ПТУ.** — 3-е изд., перераб., доп. — М.: Высш. шк., 1989. — 160 с. — 25 к.

Климовский Л. П. **Производство строительных работ в зимнее время: Справочник рабочего.** — 3-е изд., перераб., доп. — Киев, Будивельник 1989. — 223 с. — 85 к.

Чирков Ю. Б., Коломиец В. Д. **Напорное бетонирование монолитных конструкций и сооружений.** — Киев: Будивельник, 1989. — 95 с. — (Б-ка строителя). — 50 к.

Шкелев Л. С. **Сопротивление материалов и основы строительной механики: Для вузов.** — Киев: Вища шк., 1989. — 248 с. — 95 к.

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 69.022.326

Белянов В. А., Кутуев С. Б., Гаврилина В. М. Эффективность производства наружных панелей с пониженными теплофизическими качествами // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 4—5. Изложен методический подход к оценке и выбору наиболее эффективных ограждающих конструкций жилых домов с учетом условий, действующих ДСК. Приведены конкретные примеры выбора ограждающих конструкций, обеспечивающих получение заводом максимальной прибыли при наличии и отсутствии резервов производства. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.072.2.046

Е. Г. Валь, Э. Л. Вайсман, М. Я. Розенберг, Э. Ш. Багашвили / Напряженно-деформированное состояние сборных диафрагм с проемами // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 6—8. Рассмотрен разработанный в ЦНИИЭП жилища полносборный вариант конструкции каркаса нижних нежилых этажей с шагом колонн 6...7,2 м вдоль и поперек здания и переходной конструкции в виде перекрестной системы балок-стенок технического этажа. Экспериментально и численно (в физически нелинейной постановке) изучена работа главной балки-стенки, расположенной по продольной оси здания, совместно со стенами двух нижних типовых этажей. — Ил. 3. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.012.46.042.3

Работа пустотных панелей перекрытия при одноразовых и повторных нагружениях / Б. Н. Шевченко, К. Ю. Тарих, Э. Хусанов, С. Б. Шевченко // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 8—10. Приведены результаты исследований 9-метровых натурных панелей перекрытий при статических и повторных нагружениях среднего и высокого уровней. Проведен сопоставительный анализ работы длиномерных пустотных панелей при средних и высоких уровнях повторных нагружений. Показан характер усталостного разрушения и даны рекомендации по аналитическому учету малоциклового усталости бетона. — Ил. 3. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 691.022-413

Трехслойные панели наружных стен с раздельно формируемыми скорлупами / П. И. Шварцман, А. Г. Фуников, К. В. Черныш, М. Ю. Граник // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 11—13. Изложены результаты разработок стеновых панелей с раздельно формируемыми скорлупами, имеющих архитектурные, конструктивные и технологические преимущества перед традиционно выпускаемыми изделиями. Приведены результаты экспериментальных исследований и выбора эффективного вида уплотнения при формировании фасадных скорлуп, а также исследований подвижных связей, позволяющих рекомендовать их рациональные технические решения и схемы расположения в изделиях. Представлена технологическая схема производства составных панелей с оценкой технико-экономической эффективности. — Ил. 2.

УДК 620.179.18:691.54+666.972

Аронов Б. Л., Бердов Г. И., Яворская В. А. Корректирование составов бетонных смесей по активности цемента // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 13—14. Разработан алгоритм корректирования состава бетонной смеси тяжелого бетона по активности цемента, позволяющий оперативно управлять технологическим процессом изготовления бетона. Внедрение алгоритма экономит расход цемента повышенной активности, исключает брак по недобору прочности в изделиях при пониженной активности цемента и во всех случаях снижает коэффициент вариации прочности бетона в конструкциях. — Ил. 2. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.012.45:539.4

Кириллов А. П., Павлов П. Г. Исследования прочности бетона в смежном напряженном состоянии // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 15—16. Исследовано влияние условий испытания образцов на критерии прочности бетона. Приведены типы прокладок, обеспечивающие наиболее достоверные результаты. — Ил. 2. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 691.327:66.04

Подгорнов Н. И., Шкурко А. Е. Гелиокамеры для ТВО бетона // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 17—18. Изложены результаты экспериментальных исследований гелиокамер. Описана конструкция переставной гелиокамеры с аккумуляторами энергии и приведены результаты ее производственных испытаний в условиях заводского полигона. — Ил. 5. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 693.542.4

Новая пластифицирующая добавка / С. В. Глазкова, Л. Н. Сергиенко, А. В. Харченко и др. // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 19—20. Приводятся результаты исследований физико-механических характеристик бетонных смесей и затвердевших бетонов с добавкой ПФ. Приведены оптимальные расходы добавки в бетонах, а также область их применения. — Ил. 2, табл. 5. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 69.022.326:691.327:666.973.002.2

Стронгин Н. С., Спивак И. Я. Технологические требования к легкому бетону панельных конструкций жилых домов // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 26—27. Приведены технологические мероприятия по составлению и переработке легкого бетонной смеси, обеспечивающие в конструкциях совокупность требуемых эксплуатационных характеристик при минимуме затрат ресурсов. Технологические требования разработаны для основных видов теплоизоляционно-конструкционного и конструкционного легкого бетона. — Табл. 1.

УДК 624.072.2:539.4

Пивоваров В. В. Некоторые особенности расчета прочности балок // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 28—29. Приведен метод расчета прочности по нормальным сечениям изгибаемых элементов таврового профиля с толстой полкой, расположенной внизу. — Ил. 2. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.012.45

О влиянии скорости нагружения на сцепление арматуры с бетоном / В. А. Рахманов, Б. С. Гольдфайн, А. Б. Дорогов, О. Г. Турко // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 30—31. Предложен новый вид образца для экспериментального исследования сцепления, в том числе при различных скоростях приложения нагрузки. Получена экспериментальная зависимость параметров нормального закона сцепления от скорости нагружения в пределах квазистатки. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.072.2.046

Кумпяк О. Г. Регрессионный анализ несущей способности балок по наклонным сечениям // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 32—34. Получена и обоснована двухфакторная модель для оценки прочности наклонных сечений железобетонных балок. Предполагаемая зависимость позволяет получать одинаковую степень надежности во всем диапазоне несущей способности конструкций по наклонным сечениям. — Ил. 4. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 693.542.4

Обеспечение сохранности арматуры в бетоне на морской воде / И. М. Грушко, Э. В. Дегтярева, Чибозо Зинеу, В. В. Маслов // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 36—38. Электрохимическим и весовым методами, а также измерением рН установлено положительное влияние добавок окзила, нитрата железа и морской воды на коррозию арматуры в бетоне при попеременном увлажнении и высыхании в среднеминерализованной воде. — Табл. 2.

УДК 624.012.45.046.5

Краковский М. Б. Надежность конструкций, проектируемых по советским и зарубежным нормам // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 38—40. Сопоставлена надежность железобетонных конструкций, проектируемых по СНиПу и девяти зарубежным нормам. Сформулированы предложения по учету в СНиПе некоторых дополнительных положений. — Ил. 2, табл. 2.

УДК 666.97.03

Заседателев И. Б., Мишин Г. В. Особенности физических процессов при обработке бетона продуктами сгорания природного газа // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 41—43. Рассмотрены физические особенности процессов тепло- и массообмена при ТВО цементных материалов продуктами сгорания природного газа, влияющие на качество, энергетическую эффективность и технологичность способа. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 6 назв.

УДК 666.974.4

Крылов Б. А., Соскин Г. М., Погорелов Б. А. Цветной бетон на огарках серного колчедана // Бетон и железобетон. — 1989. — № 6. — С. 43—45. Использование огарков серного колчедана в производстве цветного бетона позволяет сэкономить дорогостоящие материалы: цветной цемент, минеральные и органические красители. Полученный бетон и изделия из него отвечают по прочностным характеристикам требованиям ГОСТов. Экономический эффект от применения огарков серного колчедана составляет 20...30 р/м³. — Табл. 3.

CONTENTS

*Beljanov V. A., Kutuev S. B., Gavrili-
na V. M.* Efficiency of production of
external panels with improved thermo-
technical qualities
*Val E. G., Vaisman E. L., Rozenberg
M. Ya., Bagashvili E. Sh.* Stressed-de-
formed state of precast diaphragm with
openings
*Shevtchenko B. N., Tarik K. Yu., Khu-
sanov E., Shevtchenko S. B.* The work
of voided panels of overlappings under
unique and repeated loadings
Valovoj A. I. The work of prestressed
slabs under few cycles of loading
*Shvarisman P. I., Phunikov A. G.,
Tchernykh K. V., Granik M. Yu.* Three-
layered panels of external walls with
separately moulded shells
*Aronov B. L., Berdov G. I., Yavorskaja
V. A.* Correction of composition of
concrete mixes according to cement ac-
tivity
Kirillov A. P., Pavlov P. G. Investi-
gations of concrete strength in com-
plex stressed state
Podgornov N. I., Shkurko A. E. Helio-
chambers for thermo-humid treatment of
concrete
*Glazkova S. V., Sergienko L. N., Khar-
tchenko A. V., Gaken M. V., Kiritchen-
ko M. A., Philenkova G. M.* New plas-
tifiant admixture
Ksenjakin B. A., Ganin V. P. Heat
exchanger for heating of water of slak-
ing for concrete mix
*Shastun V. N., Tsyro V. V., Martchen-
ko E. I., Solomatina G. I.* Supple tech-
nological line for production of precast
articles
Strongin N. S., Spivak N. Ya. Techno-
logical requirements to lightweight con-
crete of panel structures of apartment
buildings
Pivovarov V. V. Some peculiarities of
calculation of T-beams strength
*Rakhmanov V. A., Goldjain B. S., Do-
rogov A. B., Turko O. G.* Influence of
loading rate on adhesion of reinforce-
ment with concrete
Kumpjak O. G. Regression analysis of
bearing capacity of beams according to
oblique sections
Koltynuk V. A. Resistance of bending
composite systems
*Grushko I. M., Degtjareva E. V.,
Tchibozo Zinsy, Maslov V. V.* Ensuring
of safety of reinforcement in concrete
on the sea water

CONTENU

*Belanov V. A., Koutouev S. B., Gavrili-
lina V. M.* L'efficacité de la production
des panneaux extérieurs avec les qual-
ités thermotechniques perfectionnées
*Val E. G., Vajzman E. L., Rozen-
berg M. Ya., Bagachvili E. Ch.* L'état
de contrainte-déformation des diaphrag-
mes préfabriqués avec des ouvertures
*Chevichenko G. N., Tarik K. Yu.,
Khoussanov E., Chevichenko S. B.* Le
service des panneaux avec des vides du
recouvrement sous l'action des charge-
ments unique et répétés
Valovoj A. I. Le service des dalles pré-
contraintes sous les chargements à peu
de cycles
*Chvarisman P. I., Phounikov A. G.,
Tchernykh K. V., Granik M. Yu.* Les
panneaux à trois couches des murs
extérieurs avec des «coquilles» formées
séparément
*Aronov B. L., Berdov G. I., Yavorskaja
V. A.* La correction des compositions
des bétons frais according l'activité du
ciment
Kirillov A. P., Pavlov P. G. Les études
de la résistance du béton en état con-
traint complexe
Podgornov N. I., Chkourko A. E. Les
hélio-chambres pour le traitement du
béton par le chauffage dans la vapeur
*Glazkova S. V., Serghienko L. N., Khar-
tchenko A. V., Gaken M. V., Kiritchen-
ko M. A., Philenkova G. M.* L'adjuvant-
plastifiant nouveau
Ksenjakin B. A., Ganine V. P. L'échan-
geur de chaleur pour le chauffage de
l'eau de gâchage du béton frais
*Chastoun V. N., Tsyro V. V., Martchen-
ko E. I., Solomatina G. I.* La ligne
technologique souple pour la fabrica-
tion des produits préfabriqués
Strongine N. S., Spivak N. Ya. Les
exigences technologiques au béton léger
des structures en panneaux des bâti-
ments d'habitation
Pivovarov V. V. Certaines particularités
de calcul de la résistance des poutres
en T
*Rakhmanov V. A., Goldjain B. S., Do-
rogov A. B., Tourko O. G.* L'influence
de la vitesse de chargement sur l'adhé-
sion des armatures avec le béton
Koumpjak O. G. L'analyse régressive
de la capacité portante des poutres
d'après les sections obliques
Koltynuk V. A. Le résistance des sys-
tèmes flexibles composés
*Grouchko I. M., Degtjareva E. V.,
Tchibozo Zinsou, Maslov V. V.* L'assu-
rance de conservation des armatures en
béton sur l'eau de mer

INHALTSVERZEICHNIS

*Beljanow W. A., Kutujew S. B., Gaw-
rilina W. M.* Produktionswirksamkeit
von Aussenplatten mit erhöhten wärme-
technischen Qualitäten
*Wulj Je. G., Wajzman E. L., Rosenberg
M. Ja., Baguschvili E. Sch.* Spannungs-
Dehnungs-Zustand von vorgefertigten
Binderscheiben mit Öffnungen
*Schewtschenko B. N., Tarick K. Ju.,
Chussanow E., Schewtschenko S. B.*
Verhalten von Hohldeckenplatten unter
einmaligen und wiederholten Belastun-
gen
Walowoj A. I. Verhalten von vorgese-
pannten Platten unter zyklischer Bel-
astung
*Schwarzman P. I., Funikow A. G.,
Tschernykh K. B., Granick M. Ju.* Drei-
schichtige Platten von Aussenwänden
mit geteilt formbaren Schalen
*Aronow B. L., Berdow G. I., Jawor-
skaja W. A.* Zusammensetzungskorrektur
von Betonmischungen nach Zementakti-
vität
Kirillow A. P., Pawlow P. G. Unter-
suchung der Betonfestigkeit in kompli-
ziertem Spannungszustand
Podgornow N. I., Schkurko A. Je. Helio-
kammern für Warmfeuchtbehandlung
des Betons
*Glaskowa S. W., Sergijenko L. N.,
Chartschenko A. W., Gaken M. W., Ki-
ritschenko M. A., Filenkowa G. M.*
Neuer Plastifikator
Ksenjakin B. A., Ganin W. P. Wärme-
austauscher für Anmachwasservorwär-
mung des Betongemisches
*Shastun W. N., Zyro W. W., Mart-
schenko E. I., Solomatina G. I.* Univer-
salle technologische Produktionsanlage
für Fertigbauteile
Strongin N. S., Spiwack N. Ja. Techno-
logische Forderungen an Leichtbeton in
Plattenkonstruktionen von Wohngebäu-
den
Piwowarow W. W. Einige Besonder-
heiten der Festigkeitsberechnung von
Trägern mit T-Profil
*Rachmanov W. A., Goljdjain B. S.,
Dorogow A. B., Turko O. G.* Einfluss
der Belastungsgeschwindigkeit auf Kohäsion der Bewehrung mit dem Beton
Kumpjack O. G. Regressionsanalyse der
Tragfähigkeit von Balken nach geneig-
ten Querschnitten
Koltynjuck W. A. Festigkeit von biege-
samen zusammengesetzten Systemen
*Grushko I. M., Degtjarowa E. W.,
Tschiboso Sinsu, Maslow W. W.* Siche-
rung der Bewehrungserhaltung im Be-
ton am Meerwasser.

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

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 13.04.89.
Печать высокая
Тираж 13728

Подписано в печать 12.05.89.
Бумага книжно-журнальная
Зак. 140

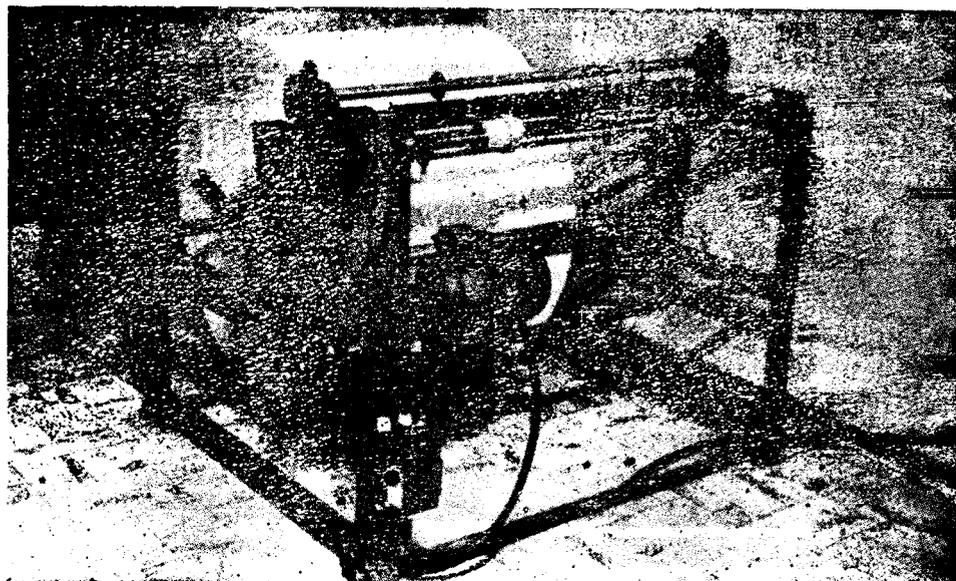
Т-09767
Усл. печ. л. 6,0
Усл. кр.-отт. 6,75

Формат 60×90/16
Уч.-изд. л. 7,9
Цена 60 коп.

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

Подольский филиал производственного объединения «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

**ВНИМАНИЮ
ОРГАНИЗАЦИЙ,
ИМЕЮЩИХ
МНОЖИТЕЛЬНУЮ
ТЕХНИКУ**



В КТБ НИИЖБа разработаны рабочие чертежи установки для резки и намотки бумаги. Установка с плавным изменением скорости подачи бумаги малогабаритна, проста в изготовлении, удобна в эксплуатации.

Техническая характеристика

Наибольшие размеры устанавливаемого рулона, мм:	
диаметр	800
ширина	840
толщина бумаги	0,18
Максимальный диаметр разрезаемого рулона, мм	200
Минимальная ширина разрезаемой ленты, мм	26
Количество установленных ножей, шт.	2
Число оборотов рабочего вала, об/мин	500
Мощность мотора, кВт	1,1
Число оборотов электродвигателя, об/мин	1420
Напряжение, В	220/380
Габариты установки, мм:	
длина	1130
ширина	1310
высота	990
Масса, кг	150

**ЗАПРОСЫ И ПРЕДЛОЖЕНИЯ НАПРАВЛЯТЬ ПО АДРЕСУ:
109389, МОСКВА, 2-Я ИНСТИТУТСКАЯ УЛ., Д. 6, КТБ НИИЖБ.**

УНИВЕРСАЛЬНЫЕ ЛЕСТНИЧНЫЕ МАРШИ

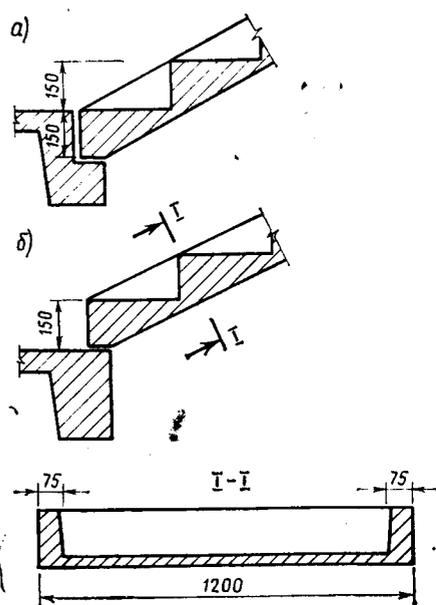
В настоящее время актуальность применения отдельных лестничных маршей и площадок не уменьшается. При этом использование серийных элементов сопряжено со сложностью их изготовления, значительной номенклатурой по назначению и конструктивным особенностям.

ПИ «Киргизколхозагропромпроект» предложено изготавливать лестничный марш ребрами (косоурами) вверх. Использовать такой марш можно при строительстве как жилых, так и общественных зданий.

Одна марка лестничного марша шириной 1,2 м и две марки лестничных площадок обеспечивают строительство жилых зданий с высотой этажа 3 м и общественных зданий с высотой этажа 3,3 м, за исключением клубов, кинотеатров и зданий, рассчитанных на пребывание более 200 человек на этаже (см. рисунок).

Кроме универсальности конструкция марша дает экономию бетона класса В25 на 40% по сравнению с аналогичными по технологии изготовления маршами серии 1.151-5с, а также экономию металла, используемого для стоек перил ограждения, на 8%.

Универсальности применения можно достигнуть, используя конструкцию марша, разработанную в серии 1.151-5с (плитное изготовление), с той разницей, что экономия бетона в этом случае достигнута не будет.



а — при $H_{эт} = 3$ м; б — при $H_{эт} = 3,3$ м

**ЗА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫМИ СВЕДЕНИЯМИ ОБРАЩАТЬСЯ ПО
АДРЕСУ: 720484, Г. ФРУНЗЕ, ГСП, УЛ. АЛМА-АТИНСКАЯ, д. 115,
ПИ «КИРГИЗКОЛХОЗАГРОПРОМПРОЕКТ».**